



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Engenharia

Estudo para Reabilitação e Reforço da Estrutura Metálica da Ponte sobre a Ribeira de Corges ao PK168+612 da Linha de Caminho-de-Ferro da Beira Baixa

Norberto António Ribeiro Gomes

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(ciclo de estudos integrado)

Orientador: Prof. Doutor João António Saraiva Pires da Fonseca

Covilhã, junho de 2017

À minha família

Agradecimentos

Agradeço ao Professor Doutor João Pires da Fonseca, orientador científico desta dissertação, a sua constante disponibilidade e apoio demonstrado, motivando-me a ambicionar sempre mais. Agradeço os inúmeros ensinamentos transmitidos que se revelaram essenciais para a realização deste trabalho e que certamente me serão muito úteis na vida profissional.

Agradeço à Professora Doutora Sandra Jordão Alves, pertencente ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra e ao Engenheiro Vitor Máltez, antigo aluno da Universidade da Beira Interior, pelos documentos cedidos que muito me auxiliaram no avanço desta dissertação.

À Universidade da Beira Interior, as condições que me foram facultadas e que possibilitaram a minha formação em Engenharia Civil, com especial relevância para os docentes do Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura.

Um profundo agradecimento aos meus pais, Maria dos Anjos e Norberto Martins, pela compreensão, dedicação e apoio incondicional que sempre demonstraram, sendo que sem o seu esforço seria impossível chegar até aqui.

À minha irmã Manuela Gomes, pelo exemplo a seguir que é para mim e por todos os conselhos.

À minha avó Lurdes que me acompanha com tanta preocupação, por todas as palavras de incentivo e alento.

Um agradecimento sincero à Daniela que de uma forma muito especial tornou o caminho mais simples, sendo inúmeras vezes a sua alegria e apoio essencial nos momentos mais difíceis.

Por fim, agradeço a todos os meus bons amigos com quem partilhei o meu percurso académico, pelos momentos vividos, transformando muitas vezes as alturas de maior dificuldade em momentos de superação.

Resumo

Um elevado número de pontes metálicas centenárias continua em serviço, ainda que em simultâneo as exigências ao nível de cargas e velocidade de circulação tenham aumentado. A idade destas obras de arte e a sua possível degradação requer uma especial atenção na análise do seu comportamento estrutural, sendo esta avaliação essencial para o processo de decisão da sua conservação.

Neste contexto, a presente dissertação pretende avaliar a possibilidade de reforço da estrutura metálica treliçada de uma ponte ferroviária centenária. O objeto de estudo diz respeito à Ponte sobre a Ribeira de Corges, inserida na linha de caminho-de-ferro da Beira Baixa, que permite a ligação entre as cidades da Covilhã e Guarda. Para o efeito, realizou-se um levantamento estrutural acompanhado pelo estudo de peças desenhadas, tendo em vista a conceção de um modelo numérico tridimensional que reproduza adequadamente o comportamento estrutural da obra de arte. A antiguidade da estrutura justificou ainda a avaliação do seu estado de conservação, para tal procedeu-se a um levantamento de anomalias.

A verificação da estabilidade da obra de arte envolveu o estudo de vários regulamentos europeus referentes na sua maioria a estruturas metálicas, estendendo-se ao domínio de pontes. Após a aplicação das ações regulamentares ao modelo de cálculo, correspondente à estrutura existente, avaliaram-se os elementos estruturais que necessitam de intervenção.

O reforço estrutural requer o aumento da capacidade resistente de algumas secções, sendo que para cada elemento foi necessário analisar a forma mais adequada de o executar. Concluído o processo de reforço procedeu-se à verificação da segurança da obra de arte intervencionada perante as novas ações de projeto. Numa última fase apresentam-se algumas propostas de reabilitação da estrutura.

Palavras-chave

Ponte do Corge, estrutura metálica, ponte ferroviária, reforço, reabilitação.

Abstract

A large number of century old steel bridges remain in service, even though the requirements of circulation loads and speeds have increased. The age of these structures and their possible degradation require special attention in the analysis of their structural behaviour, being this evaluation essential for the conservation decision process.

This dissertation, aims to determine the possibility of strengthening a steel truss structure for a centenary railway bridge. The case study refers to the Bridge over Corges stream, included in the railway line of Beira Baixa, which allows a connection between the cities of Covilhã and Guarda. For this purpose, a structural survey was carried out accompanied by the study of drawings, concluding in the design of a three-dimensional numerical model for the assessment of the structural behaviour of the bridge. The age of the structure justifies an evaluation of its conservation condition, to do this an anomaly inspection was done.

The stability analysis of the structure involved the study of several related European standards, referring to steel structures, extending to the domain of bridges. After applying the loads presently provided in standard to the calculation model for the existing structure, an evaluation was made to determine which structural elements need intervention.

The structural strengthening requires the increase of the resistance capacity of some sections, taking into consideration the most appropriate form of execution for each element. A detailed safety verification was made to demonstrate the feasibility of the structure with the new design loads applied. Some general, proposals for the rehabilitation of the structure are finally given.

Keywords

Corge bridge, steel structure, railway bridge, strengthening, rehabilitation.

Índice

1. Introdução	1
1.1 Enquadramento geral	1
1.2 Motivação e objetivos	2
1.3 Organização do trabalho	3
2. Revisão da Literatura	5
2.1 Introdução	5
2.2 Perspetiva histórica da construção de pontes metálicas	7
2.2.1 Evolução a nível mundial	7
2.2.2 Evolução em Portugal	10
2.3 Caracterização dos sistemas estruturais de pontes metálicas	15
2.3.1 Considerações gerais	15
2.3.2 Solução estrutural das vigas principais	16
2.3.2.1 Vigas de alma cheia	16
2.3.2.2 Vigas em treliça	16
2.3.3 Plataforma	18
2.3.4 Tipos de secções transversais	19
2.3.5 Propriedades gerais do material metálico	20
2.3.5.1 Material ao longo da história	20
2.3.5.2 Caracterização mecânica do material	21
2.4 Conservação de pontes metálicas	24
2.4.1 Anomalias típicas	24
2.4.2 Metodologias de intervenção	28
2.4.2.1 Tipos de intervenções	29
2.4.3 Inspeção de pontes	31
2.4.4 Estado de conservação de pontes nacionais	32
2.4.4.1 Evolução no tempo de pontes ferroviárias	32
2.4.4.2 Exemplos de intervenções	34
2.5 Metodologia para análise de estruturas metálicas	37
2.5.1 Conceitos gerais	37
2.5.2 Regulamentação	37
2.5.3 Definição do tipo de análise	37
2.5.4 Classificação de secções	38
2.5.5 Verificação da segurança estrutural	43
2.5.5.1 Considerações gerais	43
2.5.5.2 Critérios gerais de dimensionamento	43
2.6 Aspetos regulamentares relativos a pontes ferroviárias	57
2.6.1 Considerações Gerais	57

2.6.2	Efeitos estáticos	57
2.6.2.1	Ações verticais de tráfego	57
2.6.3	Efeitos dinâmicos	59
2.6.4	Ações horizontais de tráfego	63
2.6.5	Verificações de segurança	65
2.6.5.1	Critérios relativos à segurança da via	65
2.6.5.2	Critérios relativos ao conforto dos passageiros	66
2.6.5.3	Verificação aos estados limite de fadiga	67
3.	Descrição da atual Ponte Ferroviária do Corge	73
3.1	Introdução	73
3.2	Recolha de dados	73
3.3	Enquadramento histórico	74
3.4	Apresentação da Ponte	75
3.4.1	Localização	75
3.4.2	Considerações gerais	76
3.4.3	Condições geológico-geotécnicas	78
3.5	Características da Estrutura	80
3.5.1	Fundações	80
3.5.2	Pilares	80
3.5.3	Estrutura metálica	81
3.5.3.1	Caracterização geométrica	81
3.5.3.2	Caracterização mecânica	91
3.5.4	Aparelhos de apoio	92
3.5.5	Ligações	93
3.5.6	Materiais	97
3.6	Levantamento do estado atual da estrutura	99
3.6.1	Levantamento geométrico	99
3.6.2	Anomalias identificadas	99
4.	Avaliação do comportamento estrutural da Ponte do Corge	103
4.1	Introdução	103
4.2	Modelação numérica	103
4.2.1	Convenções	104
4.2.1.1	Sistemas de eixos	104
4.2.2	Geometria	105
4.2.2.1	Malha	105
4.2.3	Elementos estruturais	105
4.2.4	Materiais	106
4.2.5	Condições de apoio	107
4.2.6	Pormenores	108
4.2.7	Validação do modelo	111

4.3	Quantificação e modelação de ações	112
4.3.1	Ações permanentes	112
4.3.2	Ações variáveis	115
4.3.2.1	Sobrecarga ferroviária	115
4.3.2.2	Ação do vento	117
4.3.2.3	Ação sísmica	125
4.4	CrITÉrios de verificação estrutural	130
4.4.1	Combinação de ações	130
4.5	Análise da segurança da estrutura existente	134
4.5.1	Esforços condicionantes	134
4.5.1.1	Combinações fundamentais	134
4.5.1.2	Combinação sísmica	141
4.5.2	Verificação da segurança dos elementos estruturais	145
4.5.2.1	Classificação das secções existentes	145
4.5.2.2	Verificação dos elementos à tração	151
4.5.2.3	Verificação dos elementos à compressão	152
4.5.2.4	Verificação dos elementos à flexão	158
4.5.2.5	Verificação dos elementos ao esforço transversal	160
4.5.2.6	Verificação dos elementos com momento fletor e esforço transversal	161
4.5.3	Resumo da verificação de segurança	162
4.5.3.1	Tramo A	162
4.5.3.2	Tramo B	165
5.	Solução de reforço e reabilitação da Ponte do Corge	169
5.1	Introdução	169
5.2	Proposta de reforço dos elementos estruturais	169
5.2.1	Reforço dos elementos estruturais	169
5.2.2	Classificação das secções reforçadas	172
5.2.3	Representação da Ponte do Corge após a intervenção de reforço	172
5.2.4	Análise do comportamento estrutural após a intervenção de reforço	173
5.2.4.1	Variações da massa e rigidez	173
5.2.4.2	Frequências naturais da estrutura reforçada	174
5.2.4.3	Verificação da segurança dos elementos estruturais	175
5.3	Verificação dos estados limite de fadiga	177
5.3.1	Definição do modelo de carga	177
5.3.2	Verificação em relação à fadiga	178
5.4	Verificação da resistência das ligações	179
5.4.1	Ligação Diagonal - Banzo	180
5.4.2	Ligação Montante - Banzo	183
5.4.3	Ligação Longarina - Carlinga	183
5.5	Verificação da estabilidade dos pilares	184

5.5.1	Verificação das tensões admissíveis	185
5.5.1.1	Tensão na base dos aparelhos de apoio	185
5.5.1.2	Tensão na cabeça do pilar	186
5.5.1.3	Tensão na base do pilar	186
5.5.2	Verificação dos esforços de tração internos	187
5.5.3	Proposta de solução para estabilização do pilar	188
5.6	Propostas gerais de reabilitação	189
6.	Conclusão	191
	Referências Bibliográficas	195
	Anexos	201

Lista de Figuras

Figura 2.1 - Fases da vida de uma ponte (adaptado de [5])	5
Figura 2.2 - (a) Ponte metálica de Coalbrookdale, Inglaterra, 1779; (b) Detalhe da estrutura em arco (adaptado de [10])	7
Figura 2.3 - Ponte ferroviária de Gaunless, Inglaterra, 1823 (adaptado de [13])	8
Figura 2.4 - Ponte Union, Reino Unido, 1819 (adaptado de [14])	8
Figura 2.5 - (a) Ponte de Britannia, País de Gales, 1850; (b) Secção original de uma das vigas metálicas (adaptado de [15])	9
Figura 2.6 - (a) Ponte Tczew, Polónia, 1857 (adaptado de [16]); (b) Ponte Saint-Jean, França, 1860 (adaptado de [17])	9
Figura 2.7 - Viaduto de Xabregas, Lisboa, 1854 (adaptado de [1])	10
Figura 2.8 - Ponte metálica sobre o Rio Noéme, Guarda, 1876 (adaptado de [18])	11
Figura 2.9 - (a) Ponte Pênsil sobre o rio Douro, 1843; (b) Ponte Luiz I, sendo possível visualizar o metro no tabuleiro superior da ponte (adaptado de [19])	11
Figura 2.10 - (a) Ponte D. Maria Pia sobre o rio Douro, 1877; (b) Detalhe da estrutura em arco (adaptado de [21])	12
Figura 2.11 - (a) Ponte Eiffel, Viana do Castelo, 1878 (adaptado de [1]); (b) Ponte D. Luís, Santarém, 1881 (adaptado de [23])	13
Figura 2.12 - (a) Ponte da Régua, Peso da Régua, 1872 (adaptado de [24]); (b) Ponte da Portela, Coimbra, 1873 (adaptado de [25])	13
Figura 2.13 - Ponte 25 de Abril, Lisboa, 1966 (adaptado de [27])	14
Figura 2.14 - Diferentes tipos de sistemas estruturais de pontes (adaptado de [9])	15
Figura 2.15 - Ponte ferroviária do Pina (Linha da Beira Baixa): (a) Perspetiva da ponte do Pina; (b) Pormenor da viga de alma cheia com respetivos reforços de alma (nervuras) (adaptado de [3])	16
Figura 2.16 - Nomenclatura dos elementos estruturais numa viga treliçada	17
Figura 2.17 - Tipos de Treliça: (a) Treliça Pratt; (b) Treliça Howe; (c) Treliça parabólica Pratt; (d) Treliça Warren; (e) Treliça Warren com montantes; (f) Treliça Warren dupla; (g) Treliça em cruz de Stº. André; (h) Treliça de rótula múltipla	17
Figura 2.18 - Classificação da plataforma em relação à sua posição relativa às vigas principais: (a) Plataforma superior; (b) Plataforma média ou inferior (adaptado de [12])	18
Figura 2.19 - Tipos de secções compostas rebitadas (adaptado de [28])	19
Figura 2.20 - Constituição dos banzos em pontes metálicas antigas (adaptado de [29]).	20
Figura 2.21 - Evolução dos processos siderúrgicos	21
Figura 2.22 - Representação esquemática da curva tensão-extensão de um aço macio (adaptado de [32])	22
Figura 2.23 - Tipos de corrosão: (a) Corrosão uniforme; (b) Corrosão localizada com folheamento do material metálico (adaptado de [7])	25

Figura 2.24 - Esquema representativo de formação de bolsas de ferrugem entre chapas (adaptado de [34])	25
Figura 2.25 - Exemplos de rebites mal cravados (adaptado de [34])	26
Figura 2.26 - Aparelho de apoio bloqueado (adaptado de [34])	26
Figura 2.27 - Degradação da alvenaria junto ao aparelho de apoio (adaptado de [34])	27
Figura 2.28 - Exemplo da aplicação de pré-esforço exterior (adaptado de [37])	30
Figura 2.29 - Reforço da Ponte do Zêzere 1º, Linha da Beira Baixa, 2015 (adaptado de [39])	35
Figura 2.30 - Ponte ferroviária sobre a Foz do Rio Tua, Linha do Douro, 2015 (adaptado de [40])	35
Figura 2.31 - Comportamento de secções à flexão (adaptado de [32]).	39
Figura 2.32 - Secção transversal de classe 4 submetida a esforço axial de compressão: (a) Secção transversal total; (b) Secção transversal efetiva (adaptado de [32])	42
Figura 2.33 - Secção transversal de classe 4 submetida a momento fletor: (a) Secção transversal total; (b) Secção transversal efetiva (adaptado de [32])	42
Figura 2.34 - Encurvadura de um elemento bi-rotulado - Barra ideal de Euler (adaptado de [32])	45
Figura 2.35 - Comprimento de encurvadura LE em função do comprimento real L (adaptado de [32])	46
Figura 2.36 - Curvas de encurvadura (adaptado de [46])	49
Figura 2.37 - Distribuição elástica de tensões normais e de tensões tangenciais numa secção em I (adaptado de [32])	51
Figura 2.38 - Área de corte de uma secção transversal em I (adaptado de [32])	51
Figura 2.39 - Interação momento fletor - Esforço transversal em secções em I e H (adaptado de [32])	53
Figura 2.40 - Modelo de carga LM71: Valores característicos para as cargas verticais (adaptado de [45])	58
Figura 2.41 - Modelo de carga SW/0 e SW/2 (adaptado de [45])	58
Figura 2.42 - Fluxograma para averiguar a necessidade de realização de uma análise dinâmica ou uma análise estática (adaptado de [45])	61
Figura 2.43 - Limites da frequência natural da ponte n_0 (Hz) em função do vão L (m) (adaptado de [45]).	62
Figura 2.44 - Representação da força de lacete	63
Figura 2.45 - Deslocamento máximo permitido para pontes com três ou mais vãos simplesmente apoiados correspondente a um nível de aceleração vertical de $b_v = 1 \text{ m/s}^2$, em função da velocidade V (km/h) (adaptado de [42])	67
Figura 2.46 - Curva de resistência à fadiga para tensões normais (adaptado de [48])	72
Figura 2.47 - Representação das tabelas de classificação de pormenores (adaptado de)	72
Figura 3.1 - Mapa da rede ferroviária (adaptado de [58]) com a localização do troço Covilhã-Guarda (adaptado de [59])	75

Figura 3.2 - Ponte do Corge sobre a N18 e Ribeira de Corges: (a) Identificação da N18; (b) Identificação da Ribeira de Corges, sendo possível visualizar ao fundo a ponte ferroviária	76
Figura 3.3 - Vista aérea da Ponte do Corge (Google Maps)	76
Figura 3.4 - Alçado da Ponte sobre a Ribeira de Corges, vista de jusante	77
Figura 3.5 - Vista de jusante da Ponte sobre a Ribeira de Corges (adaptado de [3])	77
Figura 3.6 - Tabuleiro - (a) Vista superior do tabuleiro, via de circulação; (b) Vista do interior do tabuleiro, estrutura treliçada	78
Figura 3.7 - Aspeto do maciço granítico rochoso aflorante: (a) Vista superior do maciço granítico; (b) Maciço granítico junto ao pilar P4	79
Figura 3.8 - Fundações da Ponte do Corge (adaptado de [60]): (a) Sapata no encontro E1; (b) Sapata no pilar P2	80
Figura 3.9 - Vista dos pilares de alvenaria: (a) Pilar Estribo - P1; (b) P2 - Altura de 25,0 m; (c) P4 - Altura de 16,0 m	81
Figura 3.10 - Pormenor de um alçado - Viga treliçada constituída por banzos, diagonais e montantes	81
Figura 3.11 - Vista superior do tabuleiro - Grelha constituída por longarinas e carlingas e respetivo contraventamento horizontal superior	82
Figura 3.12 - Corte transversal tipo do tabuleiro (Ver Desenho nº D/01)	82
Figura 3.13 - Secção dos banzos correntes - BAc: (a) Banzo corrente superior; (b) Banzo corrente inferior	83
Figura 3.14 - Secção dos banzos reforçados no vão - BArv: (a) Banzo reforçado no vão superior; (b) Banzo reforçado no vão inferior	84
Figura 3.15 - Secção dos banzos com reforço simples - BARs: (a) Banzo com reforço simples superior; (b) Banzo com reforço simples inferior	84
Figura 3.16 - Secção dos banzos com reforço duplo - BARD: (a) Banzo com reforço duplo superior; (b) Banzo com reforço duplo inferior	85
Figura 3.17 - Secção dos banzos com reforço triplo - BART: (a) Banzo com reforço triplo superior; (b) Banzo com reforço triplo inferior	85
Figura 3.18 - (a) Secção da carlinga - CARL; (b) Secção da longarina - LONG	86
Figura 3.19 - Secção dos montantes correntes - MON_COR	87
Figura 3.20 - Secção do montante sobre o pilar estribo - MON_PE	87
Figura 3.21 - Secção do montante sobre o pilar corrente - MON_PC	87
Figura 3.22 - Secções das diagonais: (a) Secção junto aos apoios - U270x80; (b) Secção no início do vão - U235x90; (c) Secção a meio vão - U200x80	88
Figura 3.23 - Representação esquemática da localização das diagonais	88
Figura 3.24 - Secção da biela transversal a meia altura - BTM	89
Figura 3.25 - Secção da biela transversal na base - BB	89
Figura 3.26 - Secção do contraventamento horizontal superior e inferior - CLHS e CLHI	89
Figura 3.27 - Secção do contraventamento transversal - CT	90

Figura 3.28 - Vista dos aparelhos de apoio: (a) Aparelhos de apoio fixos em paralelo sobre o pilar P2 (adaptado de [3]); (b) Aparelho de apoio móvel sobre o pilar estribo P5, lado de jusante.	92
Figura 3.29 - Medição da cabeça de um rebite existente na Ponte do Corge	93
Figura 3.30 - Dimensões de rebites dependendo do tipo de cabeça (adaptado de [63])	93
Figura 3.31 - Ligação entre banzos: (a) Pormenor de um cobre juntas, estabelecendo a continuidade entre elementos; (b) Pormenor de chapas do banzo com respetivo cobre-juntas	94
Figura 3.32 - (a) Ligação entre a carlinga e montante, perfazendo a ligação com banzo; (b) Ligação de vários elementos na zona inferior da carlinga	95
Figura 3.33 - (a) Pormenor de ligação na zona do aparelho de apoio; (b) Pormenor de ligação de um nó - Ligação do banzo inferior com vários elementos, incluindo um montante corrente e duas diagonais	95
Figura 3.34 - Ligação entre banzos e diagonais: (a) Ligação na zona exterior do tabuleiro entre banzo inferior e diagonais; (b) Pormenor na zona interior do tabuleiro da ligação entre a diagonal e o banzo superior, junto ao pilar P1	96
Figura 3.35 - Ligação da intersecção das cantoneiras do contraventamento inferior longitudinal: (a) Vista geral do contraventamento inferior longitudinal entre os banzos inferiores; (b) Pormenorização de um dos elementos descontínuos com chapa de ligação	96
Figura 3.36 - Aparelhos utilizados na medição geométrica da estrutura: (a) Fita métrica; (b) Paquímetro; (c) Distanciómetro	99
Figura 3.37 - Anomalias da estrutura metálica: (a) e (d) Corrosão generalizada nos banzos, carlingas e longarinas; (b) e (c) Descasque do revestimento e sinais de corrosão; (e) Bolsa de ferrugem entre a chapa do banzo superior e cantoneiras	100
Figura 3.38 - Anomalias em ligações: (a) Ligação aparafusada, sendo visível um furo; (b) Falta de rebite na ligação entre elementos	101
Figura 4.1 - Vista tridimensional do modelo estrutural da Ponte do Corge	104
Figura 4.2 - Sistema de eixos global	104
Figura 4.3 - Convenção de sistema de eixos locais: (a) Carlinga com respetivo sistema de eixos; (b) Montante com respetivo sistema de eixos	105
Figura 4.4 - Perspetiva da malha estrutural	105
Figura 4.5 - Criação de secções transversais no software Robot Structural Analysis Professional 2015	106
Figura 4.6 - Definição do aço estrutural	107
Figura 4.7 - Condição de apoio: (a) Apoio Móvel; (b) Apoio Fixo	107
Figura 4.8 - Esquema da localização dos aparelhos de apoio no modelo de cálculo	108
Figura 4.9 - Modelo de cálculo para comparação de “offsets” com barras rígidas: (a) Modelo de cálculo com “offsets” no software Robot Structural Analysis Professional 2015; (b) Modelo de cálculo com barras rígidas no software Ftool	108
Figura 4.10 - Diagrama de momentos fletores [kNm] - Modelo de cálculo (b)	109

Figura 4.11 - Diagrama de momentos fletores [kNm] - Modelo de cálculo (a)	109
Figura 4.12 - Introdução de “offsets” nos banzos superiores: (a) Elemento estrutural com dois tipos de secção; (b) Vista do “offset” vertical entre banzos com o nó em comum	109
Figura 4.13 - Introdução de “offsets” nos montantes: (a) Perspetiva do montante na zona interior do banzo inferior; (b) Pormenor do “offset” horizontal junto ao banzo inferior	110
Figura 4.14 - Posição das diagonais: (a) Pormenor de um nó do banzo inferior da estrutura no modelo de cálculo; (b) Pormenor de um nó do banzo inferior da estrutura, destacando a posição das diagonais	110
Figura 4.15 - Alçado do tramo de extremidade com as diagonais exteriores destacadas	110
Figura 4.16 - Alçado do tramo interior com as diagonais exteriores destacadas	111
Figura 4.17 - Pormenor de um corte do modelo de cálculo com respetivas cotagens	111
Figura 4.18 - Representação do carril 60E1 (adaptado de [65])	113
Figura 4.19 - Modelação da carga referente aos carris aplicada nas longarinas	114
Figura 4.20 - Modelação da carga referente às travessas aplicada nas longarinas	114
Figura 4.21 - Modelação da carga referente às guardas e passeios aplicada nos banzos superiores	114
Figura 4.22 - Modelação da carga referente às catenárias aplicada nos montantes sobre os pilares	115
Figura 4.23 - Modelo de carga SW/2 (adaptado de [45])	115
Figura 4.24 - Sobrecarga ferroviária a atuar no Tramo A	116
Figura 4.25 - Sobrecarga ferroviária a atuar no Tramo A e Tramo B	116
Figura 4.26 - Sobrecarga ferroviária a atuar no Tramo B e Tramo C	116
Figura 4.27 - Direções das ações do vento em pontes	120
Figura 4.28 - Estrutura treliçada	122
Figura 4.29 - Modelação da carga referente ao vento transmitida no lado direito da estrutura	125
Figura 4.30 - Modelação da carga referente ao vento transmitida no lado esquerdo da estrutura	125
Figura 4.31 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (adaptado de [50])	126
Figura 4.32 - Modelo de cálculo para avaliação do comportamento sísmico	141
Figura 4.33 - (a) Modo de vibração 1; (b) Modo de vibração 2; (c) Modo de vibração 3; (d) Modo de vibração 4; (e) Modo de vibração 5	143
Figura 4.34 - Geometria da largura (c) e espessura (t) das componentes em consola nas secções em T	146
Figura 4.35 - Geometria da largura (c) e espessura (t) para os componentes de secções em I	147
Figura 4.36 - Geometria da largura (c) e espessura (t) para os componentes em consola da secção do montante corrente	148
Figura 4.37 - Geometria da largura (c) e espessura (t) para os componentes da secção do montante sobre o pilar estribo	148

Figura 4.38 - Geometria da largura (c) e espessura (t) para os componentes da secção do montante sobre o pilar corrente	149
Figura 4.39 - Geometria da largura (c) e espessura (t) para os componentes das secções em U: (a) U270x80; (b) U235x90; (c) U200x80.	150
Figura 4.40 - Geometria da largura (c) e espessura (t) para os componentes das secções de contraventamento: (a) Bielas transversais na base (BB); (b) Contraventamento transversal horizontal (CLH); (c) Contraventamento transversal (CT)	150
Figura 4.41 - (a) Banzo superior, constituído pelos elementos BARs (nº255), BArd (nº256) e BArt (nº257); (b) Banzo superior e respetivo diagrama de esforço axial para a combinação mais desfavorável	151
Figura 4.42 - (a) Elemento U270x80 (nº155) com os eixos locais representados; (b) Elemento U270x80 e respetivo diagrama de esforço axial de compressão para a combinação mais desfavorável.	152
Figura 4.43 - (a) Modelo de cálculo para determinação do comprimento de encurvadura (LE) em torno do eixo local z	153
Figura 4.44 - Deslocamento causado por uma carga de 1 kN a meio vão no elemento U270x80	154
Figura 4.45 - Modelo de cálculo com a representação do primeiro modo de encurvadura	154
Figura 4.46 - (a) Banzo inferior composto por uma secção transversal; (b) Banzo inferior composto por três secções transversais	156
Figura 4.47 - Modelo de cálculo para determinação da carga crítica de cada elemento individual - (a) BAc; (b) BArd; (c) BARs; (d) BArt	156
Figura 4.48 - Modelo de cálculo dos elementos de secção variável do Tramo A para determinação do primeiro modo da carga crítica: (a) Banzo constituído por BAc e BArd; (b) Banzo constituído por BArd e BAc; (c) Banzo constituído por BAc e BARs; (d) Banzo constituído por BARs, BArd e BArt	157
Figura 4.49 - (a) Elemento CARL (nº82); (b) Elemento CARL e respetivo diagrama de momento fletor para a combinação mais desfavorável	159
Figura 4.50 - Momento plástico referente à carlinga	159
Figura 4.51 - Diagrama de esforço transversal no elemento CARL - nº89	160
Figura 4.52 - Área de corte referente às carlingas	161
Figura 4.53 - Solicitações axiais nas diagonais que compõem as vigas principais do Tramo A	164
Figura 4.54 - Solicitações axiais nas diagonais que compõem as vigas principais do Tramo B	166
Figura 5.1 - Reforço dos banzos: (a) Banzo superior reforçado; (b) Banzo inferior reforçado	170
Figura 5.2 - Reforço da carlinga	170
Figura 5.3 - Reforço das diagonais - (a) Reforço da secção U270x80; (b) Reforço da secção U235x80; (c) Reforço da secção U200x80	171
Figura 5.4 - Reforço da secção do contraventamento transversal	171
Figura 5.5 - Reforço dos elementos estruturais na estrutura metálica	173
Figura 5.6 - Pormenor do reforço no tramo interno	173

Figura 5.7 - Modelo de cálculo para avaliação das frequências naturais na estrutura reforçada	174
Figura 5.8 - Modelo de carga adotado para a verificação ao estado limite de fadiga (adaptado de [45])	177
Figura 5.9 - Ligação: Diagonal - Banzo: (a) Ligação A; (b) Ligação B; (c) Ligação C; (d) Ligação D; (e) Ligação E	181
Figura 5.10 - Símbolos para as distâncias entre os eixos dos furos de peças de ligação	182
Figura 5.11 - Distâncias consideradas no cálculo da resistência ao esmagamento	182
Figura 5.12 - Ligação entre montante e banzo inferior	183
Figura 5.13 - Carlingas ligadas através de cantoneiras à longarina	184
Figura 5.14 - Distâncias entre eixos dos furos	184
Figura 5.15 - Modelo de cálculo relativo ao pilar P2	185
Figura 5.16 - Esforços no pilar P2 devido à ação de frenagem	185
Figura 5.17 - Modelo de escoras e tirantes para determinação da armadura do tirante	187
Figura 5.18 - Reforço junto à cabeça do pilar: (a) Reforço visto em alçado lateral; (b) Reforço visto em alçado frontal (Ver Desenho nº E/01)	187
Figura 5.19 - Hipóteses de reforço do pilar P2: (a) Aumento da área útil do pilar; (b) Construção de contrafortes	188

Lista de Gráficos

Gráfico 2.1 - Número de pontes metálicas ferroviárias em Portugal (adaptado de [2])	33
Gráfico 2.2 - Extensão de pontes metálicas ferroviárias em Portugal (adaptado de [2])	33
Gráfico 2.3 - Evolução das pontes no tempo em função do seu material de construção (adaptado de [2])	34
Gráfico 4.1 - Coeficiente de força $cf, 0$ para uma estrutura treliçada plana constituída por perfis de secção angular, em função do índice de cheios φ	122
Gráfico 4.2 - Espectros de resposta da ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2	145

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Valores nominais de tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u dos aços macios correntes segundo a EN 10025-2 (adaptado de [32])	23
Tabela 2.2 - Propriedades complementares do aço estrutural macio (adaptado de [20])	23
Tabela 2.3 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes internos (adaptado de [46])	40
Tabela 2.4 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes em consola (adaptado de [46])	41
Tabela 2.5 - Limites máximos das relações largura-espessura em cantoneiras e secções tubulares (adaptado de [46])	41
Tabela 2.6 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura	48
Tabela 2.7 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (adaptado de [46])	48
Tabela 2.8 - Valores característicos dos modelos de carga SW/0 e SW/2 (adaptado de [45])	58
Tabela 2.9 - Valores de k em função do número de vãos n (adaptado de [45])	60
Tabela 2.10 - Valores máximos admitidos para as acelerações nas carruagens em função do nível de conforto (adaptado de [42]).	66
Tabela 2.11 - Cenário de tráfego regulamentar - Tráfego normal (adaptado de [45])	68
Tabela 2.12 - Cenário de tráfego regulamentar - Tráfego pesado (adaptado de [45])	68
Tabela 2.13 - Cenário de tráfego regulamentar - Tráfego ligeiro (adaptado de [45])	68
Tabela 2.14 - Valores recomendados para o coeficiente parcial para a resistência à fadiga (adaptado de [48])	70
Tabela 2.15 - Valores de λ_1 (adaptado de [49])	71
Tabela 2.16 - Valores de λ_2 (adaptado de [49])	71
Tabela 2.17 - Valores de λ_3 (adaptado de [49])	71
Tabela 2.18 - Valores de λ_4 (adaptado de [49])	71
Tabela 3.1 - Estado de alteração do maciço (adaptado de [61])	79
Tabela 3.2 - Caracterização geotécnica (adaptado de [61])	79
Tabela 3.3 - Dimensões das chapas de reforço dos banzos	83
Tabela 3.4 - Distribuição das secções transversais dos banzos ao longo do tabuleiro	86
Tabela 3.5 - Propriedades geométricas das secções transversais da estrutura metálica	90
Tabela 3.6 - Descrição dos aparelhos de apoio na estrutura principal	92
Tabela 3.7 - Dimensões (em mm) e massas dos rebites usuais (adaptado de [63])	94
Tabela 3.8 - Resultados do ensaio realizado ao material da Ponte Zêzere 1º (adaptado de [2])	97
Tabela 3.9 - Propriedades químicas do material da Ponte Zêzere 1º (adaptado de [2])	97
Tabela 3.10 - Propriedades do material metálico adotado	98

Tabela 3.11 - Características do material adotado para os elementos estruturais de alvenaria	98
Tabela 4.1 - Valores das reações no modelo de cálculo	112
Tabela 4.2 - Propriedades geométricas - Carril 60E1	113
Tabela 4.3 - Valores característicos do modelo de carga SW/2 (adaptado de [45])	115
Tabela 4.4 - Procedimentos de cálculo para a determinação das ações do vento (adaptado de [44])	117
Tabela 4.5 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros (adaptado de [44])	118
Tabela 4.6 - Valor básico da velocidade de referência do vento (adaptado de [44])	119
Tabela 4.7 - Parâmetros obtidos para o cálculo da pressão dinâmica de pico	120
Tabela 4.8 - Fatores de proteção para estruturas reticuladas planas dispostas paralelamente	124
Tabela 4.9 - Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas (adaptado de [50])	126
Tabela 4.10 - Valores de agR para o município da Covilhã, para ação sísmica do Tipo 1 e Tipo 2	127
Tabela 4.11 - Tipos de terreno (adaptado de [50])	128
Tabela 4.12 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 1 (adaptado de [50])	128
Tabela 4.13 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 2 (adaptado de [50])	128
Tabela 4.14 - Classe de importância da estrutura, com valor de γ_1 (adaptado de [51])	129
Tabela 4.15 - Resumo dos valores definidores do espectro de resposta	130
Tabela 4.16 - Coeficientes de redução de ações variáveis (adaptado de [42])	132
Tabela 4.17 - Combinação fundamental: Ação variável base - Sobrecarga ferroviária	133
Tabela 4.18 - Combinação fundamental: Ação variável base - Vento	133
Tabela 4.19 - Combinação sísmica	133
Tabela 4.20 - Esforços condicionantes para os banzos superiores - Tramo A	134
Tabela 4.21 - Esforços condicionantes para os banzos inferiores - Tramo A	135
Tabela 4.22 - Esforços condicionantes para os banzos superiores - Tramo B	135
Tabela 4.23 - Esforços condicionantes para os banzos inferiores - Tramo B	136
Tabela 4.24 - Esforços condicionantes para as longarinas - Tramo A	136
Tabela 4.25 - Esforços condicionantes para as longarinas - Tramo B	136
Tabela 4.26 - Esforços condicionantes para as carlingas - Tramo A	137
Tabela 4.27 - Esforços condicionantes para as carlingas - Tramo B	137
Tabela 4.28 - Esforços condicionantes para os montantes - Tramo A	137
Tabela 4.29 - Esforços condicionantes para os montantes - Tramo B	137
Tabela 4.30 - Esforços condicionantes para as bielas transversais a meia altura - Tramo A e Tramo B	138
Tabela 4.31 - Esforços condicionantes para as bielas na base - Tramo A e Tramo B	138
Tabela 4.32 - Esforços condicionantes para as diagonais - Tramo A e Tramo B	139

Tabela 4.33 - Esforços condicionantes para os contraventamentos longitudinais horizontais superiores - Tramo A e Tramo B	139
Tabela 4.34 - Esforços condicionantes para os contraventamentos longitudinais horizontais inferiores - Tramo A e Tramo B	140
Tabela 4.35 - Esforços condicionantes para os contraventamentos transversais - Tramo A e Tramo B	140
Tabela 4.36 - Parâmetros para análise modal	142
Tabela 4.37 - Frequências dos modos de vibração da estrutura	143
Tabela 4.38 - Valores para o espectro de resposta da ação sísmica: (a) - Tipo 1; (b) Tipo 2	144
Tabela 4.39 - Geometria para classificação das secções transversais em T	146
Tabela 4.40 - Relação entre a largura e a espessura com verificação da classe 1 nas secções em T	147
Tabela 4.41 - Verificação da classe 1 nas secções em I - Longarinas e Carlingas	148
Tabela 4.42 - Verificação da classe 1 na secção do montante corrente	148
Tabela 4.43 - Geometria para classificação da secção transversal do montante sobre o pilar estribo	149
Tabela 4.44 - Relação entre a largura e a espessura com verificação da classe 1 na secção do montante sobre o pilar estribo	149
Tabela 4.45 - Geometria para classificação da secção transversal do montante sobre o pilar corrente	149
Tabela 4.46 - Relação entre a largura e a espessura com verificação da classe 1 na secção do montante sobre o pilar corrente	150
Tabela 4.47 - Verificação da classe 1 nas secções em U - Diagonais	150
Tabela 4.48 - Verificação da classe 1 nas secções de contraventamento	151
Tabela 4.49 - Cálculo do comprimento de encurvadura em relação a eixo z do elemento U270x80	155
Tabela 4.50 - Valores obtidos para verificação da encurvadura para a diagonal nº 425	155
Tabela 4.51 - Valor de cálculo do esforço axial resistente à encurvadura e carga crítica para cada elemento	157
Tabela 4.52 - Determinação de N_b, R_d para cada elemento de secção variável inserido no respetivo módulo	158
Tabela 5.1 - Propriedades geométricas das secções transversais reforçadas	172
Tabela 5.2 - Variação dos deslocamentos, na direção transversal (U_y) e vertical (U_z), nos nós centrais de cada tramo para a ação do vento	174
Tabela 5.3 - Frequências dos modos de vibração da estrutura reforçada	174
Tabela 5.4 - Verificação da capacidade resistente das diagonais reforçadas - Tramo A	175
Tabela 5.5 - Verificação da capacidade resistente das diagonais reforçadas - Tramo B	176
Tabela 5.6 - Valores adotados para a determinação do fator de dano equivalente	178
Tabela 5.7 - Verificação da resistência ao corte para a ligação das diagonais aos banzos	181

Lista de Acrónimos

ELU	Estado Limite Último
EN	Norma Europeia
EN 1990	Eurocódigo 0
EN 1991-1-1	Eurocódigo 1 - Parte 1-1
EN 1991-1-4	Eurocódigo 1 - Parte 1-4
EN 1991-2	Eurocódigo 1 - Parte 2
EN 1993-1-1	Eurocódigo 3 - Parte 1-1
EN 1993-1-8	Eurocódigo 3 - Parte 1-8
EN 1993-1-9	Eurocódigo 3 - Parte 1-9
EN 1993-2	Eurocódigo 3 - Parte 2
EN 1998-1	Eurocódigo 8 - Parte 1
EN 1998-2	Eurocódigo 8 - Parte 2
IP, S.A.	Infraestruturas de Portugal
N18	Estrada Nacional N°18
NP	Norma Portuguesa
PK	Ponto Quilométrico
REFER, E.P.E.	Rede Ferroviária Nacional
RSA	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes
UIC	União Internacional dos Caminhos de Ferro

Simbologia

Caracteres latinos minúsculos:

c_0	Coeficiente de orografia
$c_0(z)$	Coeficiente de orografia
c_{dir}	Coeficiente de direção
c_e	Coeficiente de exposição
$c_{f,0}$	Coeficiente de força para estruturas treliçadas sem efeitos de extremidade
$c_{f,x}$	Coeficiente de força na direção x
$c_r(z)$	Coeficiente de rugosidade
c_{season}	Coeficiente de sazão
f_u	Tensão última
f_y	Tensão de cedência
i_y	Raio de giração em torno de y
i_z	Raio de giração em torno de z
k_l	Coeficiente de turbulência
k_r	Coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0
$q_p(z)$	Pressão dinâmica de pico
t_f	Espessura do banzo
t_w	Espessura da alma
$v_{b,0}$	Valor básico da velocidade de referência do vento
v_b	Valor de referência da velocidade do vento
v_m	Velocidade média
z_0	Comprimento de rugosidade
z_{max}	Altura máxima
z_{min}	Altura mínima
h	Altura da uma secção transversal
h_w	Altura da alma
b	Largura total de uma secção
q	Coeficiente de comportamento
t	Espessura da chapa
ton	Tonelada(s)

Caracteres latinos maiúsculos:

A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica
$A_{ref,x}$	Área de referência
A_v	Área de corte
E_d	Valor de cálculo do efeito das ações
$F_{w,x}$	Força do vento na direção x
$G_{k,j}$	Valor característico de uma ação permanente j
$I_v(z)$	Intensidade de turbulência à altura z

I_y	Momento de Inércia de uma secção transversal em relação ao eixo y
I_z	Momento de Inércia de uma secção transversal em relação ao eixo z
L_E	Comprimento de encurvadura no plano de encurvadura considerado
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante
$M_{c,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente
$M_{pl,y,Rd}$	Momento plástico resistente em torno de y
$M_{pl,z,Rd}$	Momento plástico resistente em torno de z
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço axial de tração atuante
$N_{b,Rd}$	Esforço axial resistente à encurvadura do elemento comprimido por influência da flexão
$N_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço axial de compressão resistente
N_{cr}	Carga crítica
N_i	Esforço axial no elemento i , correspondente à carga crítica
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo da resistência plástica da secção bruta
$N_{t,Rd}$	Valor de cálculo do esforço axial de tração resistente
$N_{u,Rd}$	Valor de cálculo da resistência última da secção útil na zona com furos de ligação
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável de base da combinação 1
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável i
Q_{lak}	Força de arranque
Q_{lbk}	Força de frenagem
R_d	Valor de cálculo do esforço resistente
S_d	Valor de cálculo do esforço atuante
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversos atuante
$V_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transverso resistente
W_{pl}	Módulo de flexão plástico
A	Área da secção transversal
C	Coeficiente de força do vento
E	Módulo de elasticidade
EI	Rigidez de flexão da secção transversal do elemento
G	Módulo de distorção
L	Comprimento do vão
V	Velocidade

Caracteres gregos minúsculos:

$\bar{\lambda}_y$	Coeficiente de esbelteza normalizada em torno do eixo y
$\bar{\lambda}_z$	Coeficiente de esbelteza normalizada em torno do eixo z
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno
$\gamma_{G,j}$	Coeficiente parcial relativo à ação permanente j
γ_I	Coeficiente de importância
γ_{M0}	Coeficiente parcial de segurança

γ_{M2}	Coeficiente parcial de segurança
$\gamma_{Q,1}$	Coeficiente parcial relativo à ação variável de base de combinação 1
$\gamma_{Q,i}$	Coeficiente parcial relativo à ação variável i
$\psi_{0,i}$	Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável i
$\psi_{2,i}$	Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável i
ψ_{λ}	Coeficiente de efeitos de extremidade
λ	Valor da esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada
Φ	Fator dinâmico
α	Fator de imperfeição generalizado
γ	Peso volúmico
δ	Deslocamento
η	Fator de proteção
$\lambda; \varphi$	Índice de cheios
μ	Coeficiente de espaçamento
ν	Coeficiente de Poisson
σ	Tensão normal à secção transversal
χ	Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante

Capítulo 1

1. Introdução

1.1 Enquadramento geral

Uma grande parte das pontes metálicas em serviço em Portugal foi construída na segunda metade do século XIX e início do século XX, estando a sua construção associada à expansão dos caminhos-de-ferro. Atualmente cerca de 40% das pontes ferroviárias nacionais são metálicas, tendo a maioria mais de um século de idade [1]. Dada a sua antiguidade, apresentam um conjunto diversificado de anomalias típicas, necessitando por vezes de intervenções de recuperação e conservação. Por conseguinte muitas destas obras de arte foram já reabilitadas e reforçadas, encontrando-se ainda hoje em serviço.

As características de antiguidade e robustez que este tipo de obras de arte apresenta faz com que constituam um património histórico valioso. Tem vindo a verificar-se um aumento gradual do número de pontes que necessita de trabalhos de reparação e reforço, tendo por objetivo satisfazer os critérios de segurança estrutural exigida. A dificuldade de recuperação destas estruturas relaciona-se com a necessidade de responderem às exigências atuais de carga e de tráfego, tendo em conta a durabilidade dos materiais da estrutura em condições adequadas de serviço. Devido à existência de dúvidas relacionadas com a segurança destas obras de arte, muitas têm vindo a ser desativadas, mantendo-se nesse estado por um longo período de tempo, o que pode ser prejudicial para a estrutura, levando a um avanço de deterioração caso não seja feita a adequada manutenção e conservação.

A escolha da utilização destas estruturas ao invés da sua substituição, deve ser uma decisão refletida, podendo deste modo preservar e prolongar o seu valor estrutural e arquitetónico. Uma sociedade mais avançada tende a tomar consciência das vantagens de reabilitação e reforço, estas técnicas representam um meio de garantir as exigências de carga, a um preço entre 35% e 50% do custo de substituição integral da ponte [2].

Muitas estruturas provam a sua durabilidade e funcionamento durante dezenas de anos, continuando em serviço, como por exemplo a Ponte Luiz I situada no Porto. A estabilidade estrutural de uma obra deste tipo apenas é garantida se houver uma manutenção regular que contemple inspeções, com o objetivo de prevenir a ocorrência e evolução de anomalias, sendo possível numa segunda fase intervir atempadamente através de técnicas de reabilitação e reforço.

Importa nesta fase distinguir os conceitos de reabilitação e reforço. A primeira intervenção refere-se à reparação da estrutura sem aumento da sua capacidade resistente, ou seja, a resistência da obra de arte é compatível com as ações para a qual foi projetada, que entretanto

não variaram. Numa operação de reforço estrutural são feitas intervenções com o objetivo de aumentar a capacidade resistente da estrutura face a novas ações mais exigentes.

Tendo em conta o contexto descrito anteriormente, o presente trabalho foca-se numa ponte metálica centenária, a Ponte sobre a Ribeira de Corges, também denominada por Ponte do Corge, a qual pertence à Linha da Beira Baixa da rede ferroviária nacional, inserindo-se no troço Covilhã - Guarda ao PK 168+612. A referida ponte esteve em serviço desde 1893 [3] até à interrupção da circulação ferroviária entre a Covilhã e Guarda no ano de 2009. A obra de arte enquanto ativa sofria de limitações de carga e velocidade [2]. A antiguidade desta estrutura requer uma especial atenção, devendo-se estabelecer critérios e metodologias de trabalho, com o propósito de a conservar e adequar às necessidades atuais.

1.2 Motivação e objetivos

No conjunto de pontes ferroviárias, as de estrutura metálica são as que em geral se encontram em pior estado de conservação, resultado não só da sua antiguidade, mas principalmente por serem estruturas cujo material é bastante sensível a fatores ambientais agressivos.

A realização do presente trabalho foi motivada pelo facto de se abordar um caso real. A Ponte do Corge classifica-se como um exemplo do vasto conjunto de pontes nacionais que necessitam de cuidados de conservação. O estudo a desenvolver demonstrará os principais problemas neste tipo de pontes propondo soluções válidas para a sua recuperação.

Considera-se necessário definir e clarificar os procedimentos e metodologias gerais que visam o estudo da atual Ponte sobre a Ribeira de Corges. Desta forma, são propostos para o presente estudo os seguintes objetivos:

- Caracterização e diagnóstico do atual estado da Ponte do Corge;
- Análise da estrutura existente face às ações previstas na regulamentação atual;
- Conceção e justificação de uma solução de reforço estrutural e reabilitação.

No âmbito do projeto de reforço é fundamental a correta análise das características da obra, possibilitando a elaboração de um modelo numérico capaz de reproduzir um comportamento estrutural o mais próximo possível da realidade.

Os desafios apresentados ao estudo desta ponte revelam-se bastante invulgares. Em particular o facto de recentemente ter sido proposta a substituição integral da atual estrutura [4], não se conhecendo os critérios de decisão adotados pela entidade responsável. Assim sendo, o estudo a desenvolver permitirá ainda comparar a possibilidade de manter em serviço a atual ponte ferroviária em alternativa à construção de uma nova.

1.3 Organização do trabalho

O presente documento encontra-se organizado em seis capítulos, referências bibliográficas e anexos. Descrevem-se de seguida as linhas gerais e objetivo de cada capítulo.

O capítulo 1 inclui um enquadramento geral da problemática a estudar. São apresentadas as principais motivações, bem como os objetivos gerais e ainda um resumo sobre o modo como o trabalho se encontra estruturado.

No capítulo 2 é apresentada uma síntese do estado de arte referente ao tema em estudo de pontes metálicas. Inicialmente é apresentada uma nota histórica sobre o desenvolvimento da construção de pontes metálicas a nível mundial, bem como a nível nacional. É realizada uma caracterização genérica dos sistemas estruturais mais comuns e procede-se à descrição de alguns aspetos da conservação de pontes metálicas. Apresenta-se a metodologia para análise de estruturas metálicas, terminando com a exposição dos aspetos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias.

O capítulo 3 inclui a descrição detalhada da atual Ponte sobre a Ribeira de Corges. Para tal descreve-se o processo de recolha de dados, fazendo um enquadramento histórico. É descrita a solução estrutural existente e por último apresenta-se o levantamento da estrutura e o diagnóstico realizado.

No capítulo 4 inicialmente são apresentadas as considerações tomadas no processo de modelação numérica para a elaboração do modelo de cálculo. Descreve-se a quantificação de ações, bem como a sua aplicação. De seguida aborda-se o processo de combinação de ações e por último realiza-se a verificação de segurança da estrutura existente, ilustrada com exemplos de cálculo.

No capítulo 5 é apresentado o processo de dimensionamento do reforço da estrutura metálica e descrita a solução proposta. Realiza-se uma verificação dos estados limite de fadiga e a verificação da resistência das ligações. O capítulo encerra com a verificação da estabilidade dos pilares, nomeadamente sobre a ação dos efeitos de frenagem.

No capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões do estudo desenvolvido.

As referências bibliográficas utilizadas ao longo da dissertação constam na parte final do documento. Por último, nos anexos apresentam-se os documentos de maior relevância utilizados ao longo do estudo, as listas de resultados e as peças desenhadas.

Capítulo 2

2.Revisão da Literatura

2.1 Introdução

As obras de arte no contexto de engenharia civil referem-se a construções de grande importância. A este conjunto pertencem as pontes, cuja construção resulta da necessidade de interligar pontos não acessíveis, definindo-se como infraestruturas de transporte que estabelecem a comunicação entre estradas, caminhos de ferro e canais. O adequado desempenho destas estruturas é essencial para o desenvolvimento de um país, quer a nível social quer económico.

Desde a conceção de uma ponte até à sua demolição ou colapso a estrutura atravessa várias fases [5], estas estão esquematizadas na Figura 2.1.

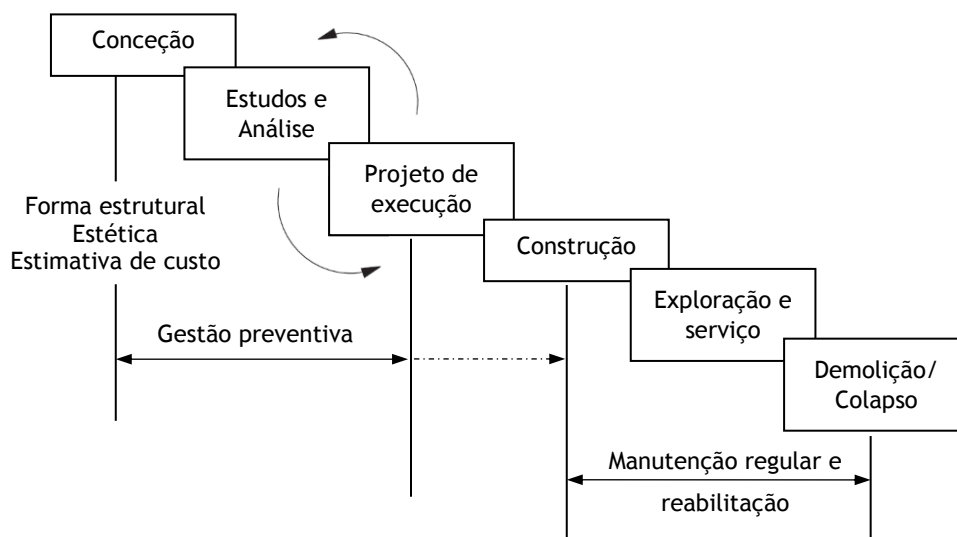


Figura 2.1 - Fases da vida de uma ponte (adaptado de [5])

A fase inicial de uma obra de arte é decisiva para o seu correto funcionamento, uma má conceção, assim como uma má construção leva a que haja problemas na fase de exploração, podendo, por exemplo a estrutura apresentar sinais de deterioração prematuramente. Após a construção da ponte e consequente fase de serviço, deve haver um acompanhamento cuidadoso que contemple inspeções regulares e uma manutenção contínua [5], desta forma será possível diminuir as anomalias na ponte, inibindo a sua progressão.

O número crescente de pontes centenárias em estado de degradação avançado tem vindo a suscitar dúvidas em relação ao seu nível de segurança. As análises conservativas que geralmente se consideram em projeto, permitem que o período de vida útil de uma ponte possa ser prolongado, para tal é necessário que a mesma seja alvo de intervenções de conservação periódicas.

A temática da avaliação do estado de conservação de pontes metálicas antigas, tem sido abordada de forma crescente. Vários estudos resumem as causas mais frequentes para que haja intervenções de reabilitação ou reforço neste tipo de estruturas, segundo [6] identificam-se três justificações gerais:

- i) Deterioração de elementos estruturais por causa natural (ex: corrosão) ou provocadas pelo homem como por exemplo colisões de veículos que causem dano;
- ii) Alteração das solicitações previstas inicialmente em projeto, quer por incremento do volume de tráfego, quer por incremento das respetivas cargas;
- iii) Incompatibilidade geométrica que não permita a correta circulação de veículos, não tendo a ponte os requisitos necessários para o seu tráfego, embora seja uma estrutura com segurança.

As intervenções de reabilitação e reforço em pontes centenárias são condicionadas pelo estado de conservação dos materiais. Esta situação é dificultada na generalidade dos casos pela inexistência de informação relativa às características da ponte. Neste contexto considera-se necessário realizar uma campanha de caracterização da estrutura [7]. A investigação cada vez mais acentuada na conservação de pontes, potenciou o desenvolvimento de novas técnicas de intervenção, como também o desenvolvimento de novas capacidades no âmbito da análise estrutural [8].

Neste capítulo é feita uma síntese do estado de arte relativa à área técnica de reabilitação e reforço de pontes, de forma a contextualizar e enquadrar o estudo desenvolvido. Após uma perspetiva histórica da evolução de pontes metálicas, a nível mundial e a nível nacional, é realizada uma caracterização geral dos sistemas estruturais de pontes, abordando os tipos de soluções estruturais. Posteriormente são apresentados alguns aspetos de conservação de pontes metálicas. Descreve-se ainda a metodologia utilizada na análise de estruturas metálicas, integrando nesta secção a regulamentação a aplicar, uma breve definição do tipo de análise, a classificação de secções e os critérios gerais de dimensionamento. O capítulo é encerrado com os aspetos regulamentares na verificação de segurança de pontes ferroviárias.

2.2 Perspetiva histórica da construção de pontes metálicas

2.2.1 Evolução a nível mundial

A construção de pontes metálicas está relacionada com a revolução industrial entre o final do séc. XVIII e início do séc. XIX, o avanço tecnológico dos transportes associado à evolução dos materiais, nomeadamente do metal impulsionou a construção de novas infraestruturas.

Anteriormente à revolução industrial as pontes eram construídas recorrendo a materiais de pedra e madeira, sendo que o sistema estrutural maioritariamente utilizado era em forma de arco. As estruturas em alvenaria de pedra resistiam de forma eficiente a elevados esforços de compressão, já as de madeira apresentavam como vantagem o seu reduzido peso próprio, contando com uma boa resistência e facilidade com que era trabalhada.

O surgimento do ferro fundido remonta aos finais do séc. XVIII, o facto deste material apresentar uma fraca resistência à tração levou a que o sistema estrutural das pontes daquela época fosse em arco, desta forma os elementos estruturais eram solicitados principalmente a esforços de compressão [7]. A primeira ponte em estrutura metálica foi construída em 1779 em Inglaterra, denominando-se por Ponte de Coalbrookdale (Figura 2.2), esta foi projetada por Thomas Pritchard, com um vão de 30,50 m sobre o rio Severn [9]. Apesar da sua construção se inserir na época da revolução industrial, a ponte era rodoviária [1]. A estrutura ainda existe no local embora tenha sido objeto de diversas intervenções de reforço ao longo dos anos.



Figura 2.2 - (a) Ponte metálica de Coalbrookdale, Inglaterra, 1779; (b) Detalhe da estrutura em arco (adaptado de [10])

Naquela época a construção de pontes metálicas era regida pelos conceitos tradicionais existentes, sendo o funcionamento destas estruturas semelhante às estruturas de alvenaria [11]. O desenvolvimento da siderurgia e consequente substituição do ferro fundido por aços com teor em carbono mais baixo, veio revolucionar a construção de pontes, sendo possível vencer maiores vãos e resistir a cargas mais elevadas.

As pontes ferroviárias metálicas surgem em 1823 em Inglaterra, com a construção da Ponte de Gaunless (Figura 2.3), integrada na linha ferroviária Stockton-Darlington e projetada por George Stephenson [12]. A estrutura apresenta quatro vãos, tendo um comprimento total de 20 m. O

seu sistema estrutural foi na altura uma inovação, para além de ser uma das primeiras pontes ferroviárias de ferro, foi também a primeira a utilizar um sistema estrutural em treliça [12].

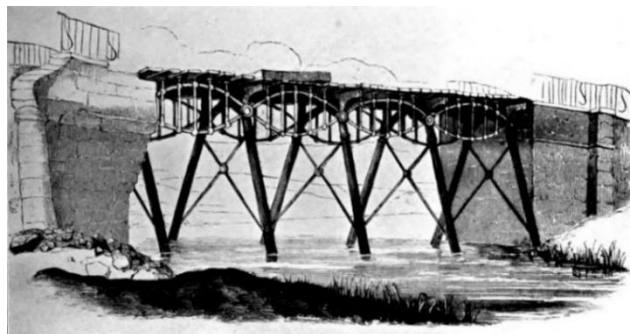


Figura 2.3 - Ponte ferroviária de Gaunless, Inglaterra, 1823 (adaptado de [13])

Como anteriormente referido as primeiras pontes metálicas surgiram em forma de arco, tendo a vantagem de não necessitarem da construção de fundações no leito dos rios. São exemplos destas estruturas a Ponte Eads nos EUA, construída em 1874 e o Viaduto de Gabarit construído em França em 1884 [1]. Além destas pontes em arco com tabuleiro superior, desenvolveram-se também pontes com o mesmo sistema estrutural, mas com o tabuleiro inferior. O seu funcionamento é semelhante às pontes em viga treliçada, que serão apresentadas mais à frente, onde o arco desempenha as funções dos membros superiores da treliça e o tabuleiro as dos membros inferiores. As primeiras estruturas deste género surgiram na Alemanha, como é exemplo a Ponte Hohenzollern construída em 1910 [1].

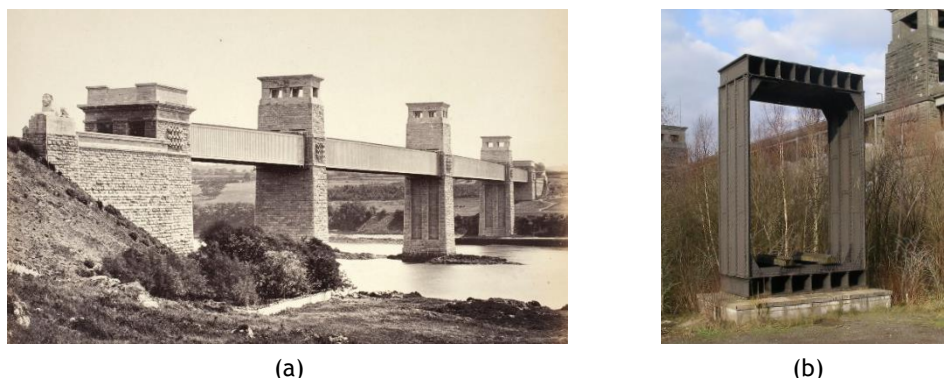
Um outro sistema estrutural diz respeito às pontes suspensas. No ano de 1819 Samuel Brown criou um tipo de corrente em ferro pudelado que posteriormente foi aplicada na construção de uma ponte. Surgiu assim a primeira ponte pênsil na Europa, a Ponte Union (Figura 2.4), no Reino Unido [1].



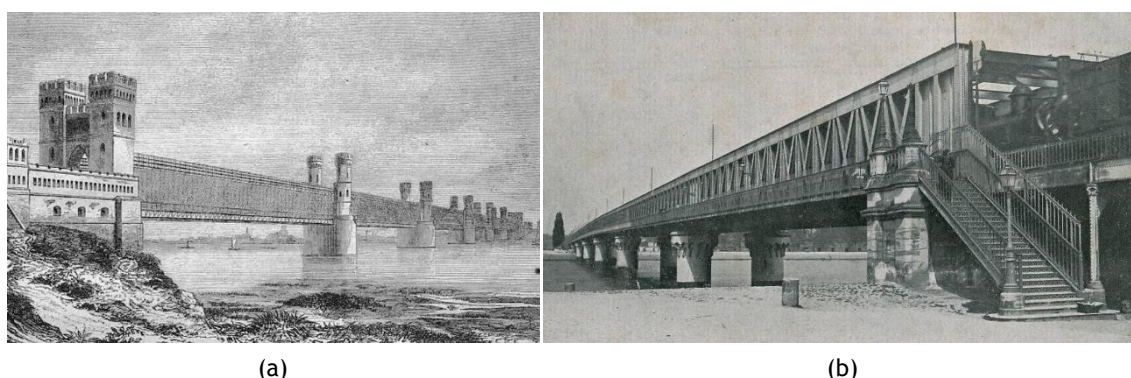
Figura 2.4 - Ponte Union, Reino Unido, 1819 (adaptado de [14])

A evolução destas estruturas ocorreu com a criação de cabos metálicos, consideravelmente mais resistentes que as correntes de ferro utilizadas naquela época. A primeira estrutura a utilizar cabos metálicos foi construída na Europa no ano de 1823, denominada por Ponte de Saint-Antoine [1]. O principal problema neste tipo de pontes residia na dificuldade de garantir a mesma força de tração em todos os fios dos cabos metálicos, situação essa solucionada com um método de enrolamento mecânico dos fios dos cabos in situ. Atualmente são exemplos de referência deste género de obras de arte a Ponte George Washington, a Ponte de Brooklyn e a Ponte de Golden Gate, localizadas nos EUA.

A construção do caminho de ferro entre o País de Gales e a sua ilha Anglesey, levou a que se criasse um novo conceito na concepção de pontes [1]. Na ligação das duas regiões foi necessário construir uma ponte sobre o estreito de Menai. O projeto da estrutura ficou a cargo de Robert Stephenson, que após estudar várias soluções, decidiu construir uma ponte metálica tubular retangular [11]. Com a construção da Ponte de Britannia (Figura 2.5), em 1850 foi possível provar que a solução estrutural de vigas compostas era suficientemente resistente para suportar cargas elevadas num vão de 140 m [12].



As primeiras pontes em vigas treliçadas foram fortemente influenciadas pela ponte Britannia, o seu surgimento não é preciso, no entanto considera-se que uma das primeiras pontes com o sistema estrutural em viga treliçada surgiu na Polónia, em 1857, denominada por Ponte Tczew (Figura 2.6 (a)) [1]. Esta estrutura em ferro pudelado, é constituída por seis vãos com cerca de 131 m [1]. Mais tarde, em 1860, Gustave Eiffel projeta a Ponte Saint-Jean (Figura 2.6 (b)), na França. A referida estrutura serviu como modelo de inúmeras pontes, que pela sua simplicidade trouxe vantagens em termos do processo construtivo e economia do material [1].



Durante o desenvolvimento de pontes metálicas ocorreram vários acidentes que importa referir. Um dos exemplos refere-se ao colapso da Ponte ferroviária Ashtabula, nos EUA, em 1876 [9] [12]. A sua queda está associada aos efeitos causados pela fadiga nos elementos estruturais [9]. No ano de 1879, a força elevada do vento provocou o colapso de parte da Ponte sobre o rio Tay, na Escócia [12]. A estrutura metálica que sofreu o acidente era constituída por

uma viga treliçada e estava dividida em 13 vãos de 75 m cada [9]. Outro caso marcante, ocorreu em 1907, com o colapso da Ponte Quebec ainda durante a sua construção [12]. Os acidentes ocorridos nestas estruturas motivaram o estudo do seu funcionamento estrutural, possibilitando o desenvolvimento de novas técnicas de projeto e construção [12].

Uma das principais dificuldades na construção de pontes estava ligada à construção de fundações no leito dos rios, pois em épocas mais remotas a sua construção era difícil devido aos limitados meios de tecnologia existentes. Neste sentido era conveniente a construção de estruturas leves e consequentemente que conseguissem alcançar grandes vãos. A evolução das pontes metálicas tem sido notável, o material por que são construídas confere a estas estruturas os requisitos de segurança e durabilidade necessários.

2.2.2 Evolução em Portugal

A história do crescimento da construção de pontes metálicas em Portugal, está associada à expansão dos caminhos-de-ferro. O impacto da revolução industrial em Portugal fez-se sentir na segunda metade do séc. XIX, mais tarde comparativamente à tendência europeia. A construção de pontes metálicas marcou não só a história da engenharia civil em Portugal, mas também o desenvolvimento económico e cultural do país.

O primeiro caso significativo de ponte em estrutura metálica (ferro fundido) construída em Portugal foi o viaduto de Xabregas (Figura 2.7), destinado ao tráfego ferroviário. O ano da sua construção foi em 1854, projetado por John Sutherland e Valentine C. L. [1]. A estrutura em arco revela a tendência aplicada na construção de pontes de alvenaria de pedra, neste caso o arco apresentava um comprimento de 15,60 m. A estrutura metálica acabou por ser substituída integralmente em 1954.



Figura 2.7 - Viaduto de Xabregas, Lisboa, 1854 (adaptado de [1])

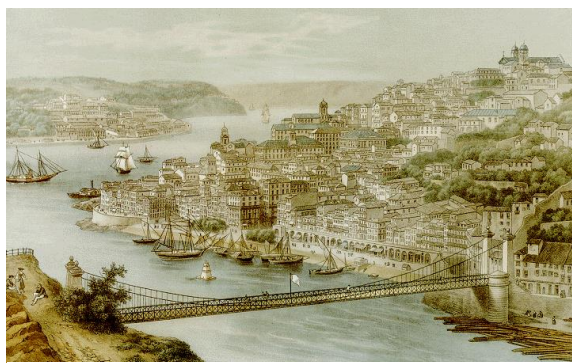
O facto de Portugal ter aderido tarde à era da revolução industrial, levou a que grande maioria das pontes metálicas dessa época fossem não só projetadas por engenheiros estrangeiros, como também a construção destas fosse da responsabilidade de empresas internacionais. Um dos primeiros exemplos de pontes projetadas por portugueses refere-se à Ponte sobre o Rio Noéme (Figura 2.8), numa localidade da Guarda (Vila Fernando). A sua construção data de 1876, sendo o projeto da autoria de Bento d'Eça, José Garção e José de Andrade [1] [18].



Figura 2.8 - Ponte metálica sobre o Rio Noéme, Guarda, 1876 (adaptado de [18])

A construção de pontes metálicas de consideráveis dimensões em Portugal, teve início em 1862 com a construção da ponte ferroviária da Praia do Ribatejo, sobre o Rio Tejo [1]. Mais tarde veio a ser substituída pela atual Ponte da Praia, destinada ao tráfego rodoviário.

A evolução de pontes metálicas foi marcada pela construção de diversas pontes de referência na região do Porto. O rio Douro ao longo dos tempos constituiu um obstáculo para as populações do Porto e Vila Nova de Gaia. A necessidade da sua travessia era fundamental para a prática da atividade comercial e desenvolvimento das duas regiões, para tal no ano de 1843 construiu-se a primeira ponte permanente do rio Douro, conhecida como a Ponte Pênsil (Figura 2.9 (a)). A sua construção foi uma inovação para a época, tratando-se de uma ponte suspensa que visava garantir o tráfego de veículos de tração animal e pedonal. A estrutura apoiava-se de cada lado, em dois pilares de granito de 18 m de altura, onde ancoravam os cabos metálicos de suspensão que por sua vez suportavam um tabuleiro de madeira de 150 m de vão e 6 m de largura [18]. Contudo a referida ponte desde cedo levantou dúvidas relacionadas com a sua segurança, as oscilações constantes juntamente com a impossibilidade de substituição dos cabos e o aumento exponencial do tráfego levou à construção da Ponte Luiz I (Figura 2.9 (b)), cujo projeto é da autoria do engenheiro belga Théophile Seyrig, antigo colaborador de Gustave Eiffel. A construção desta estrutura ocorreu no ano de 1886 [1].



(a)



(b)

Figura 2.9 - (a) Ponte Pênsil sobre o rio Douro, 1843; (b) Ponte Luiz I, sendo possível visualizar o metro no tabuleiro superior da ponte (adaptado de [19])

A ponte Luiz I é constituída por dois tabuleiros com cotas diferentes, suportados por um único arco metálico. Este arco apresenta uma geometria parabólica com 172 m de corda e 45,1 m de flecha. O tabuleiro superior compreende 13 vãos, sendo o seu comprimento total de 391,25 m. O tabuleiro inferior apresenta 5 vãos, tendo um comprimento total de 174 m, este está suspenso através de 4 pendurais que descem do arco [8].

Esta ponte foi inicialmente projetada para servir o tráfego rodoviário e pedonal. Ao longo dos anos de existência a ponte foi sofrendo manutenções regulares e uma destacada alteração no ano de 2005 [8]. O tabuleiro superior da ponte passou a ser utilizado para a passagem do metro e peões. A obra de arte caracteriza-se pelo exemplo de capacidade de adaptação de pontes metálicas antigas às necessidades atuais, estando nos dias de hoje a funcionar com cargas superiores às previstas inicialmente no séc. XIX.

A necessidade de uma ligação ferroviária entre Lisboa e Porto, levou à construção de uma nova ponte que respondesse de forma eficiente à travessia do rio Douro. Uma das primeiras e mais notáveis construções metálicas de Portugal refere-se à Ponte D. Maria Pia (Figura 2.10), sendo a primeira estrutura do género a unir as margens do rio Douro. A referida ponte foi projetada por Gustave Eiffel e Théophile Seyrig, cuja construção ocorreu em 1877, esta apresenta um tabuleiro com 352 m de extensão, suportado por um arco metálico com 167 m de corda e 48,60 m de flecha [20].



Figura 2.10 - (a) Ponte D. Maria Pia sobre o rio Douro, 1877; (b) Detalhe da estrutura em arco (adaptado de [21])

Para além das dimensões da estrutura e do seu sistema estrutural revolucionário para a época, a Ponte D. Maria Pia destaca-se ainda pelas distinções que lhe foram atribuídas, como por exemplo a classificação pela American Society of Engineering (ASCE) como Historic Civil Engineering Landmark [1].

A estrutura apenas era dotada de uma via ferroviária, o que obrigava à passagem alternada das composições férreas. No final do séc. XX verificou-se que a Ponte D. Maria Pia não respondia satisfatoriamente às necessidades, levando depois de 114 anos de funcionamento ao seu encerramento, ocorrido em 1991 [1]. A circulação ferroviária ficou assegurada por uma outra ponte construída a montante, a Ponte de São João.

Refere-se ainda que esta estrutura foi um marco para o desenvolvimento da Engenharia Civil a nível mundial, a introdução do método das forças na sua análise estrutural bem como as inovações inerentes à sua construção, fizeram com que muitas grandes obras beneficiassem desse conhecimento, como por exemplo o viaduto de Garabit em França, a Estátua da Liberdade em Nova Iorque e a Torre Eiffel, sendo Gustave Eiffel o autor destas estruturas. Embora esta

obra de arte apresente um significado histórico e faça parte do património de Portugal, a sua degradação ano após ano é evidente, não lhe tendo sido atribuída qualquer utilização prática para o futuro.

Outros dois exemplos de relevo de pontes metálicas em Portugal, construídas na mesma época das duas pontes do Porto, referem-se à Ponte Eiffel (Figura 2.11 (a)) e à Ponte D. Luís (Figura 2.11 (b)). A primeira faz a travessia do rio Lima, em Viana do Castelo, construída em 1878, tendo como autor Gustave Eiffel [18]. A estrutura é constituída por dois tabuleiros sobrepostos, sendo que o tabuleiro inferior destina-se ao tráfego ferroviário e o superior ao tráfego rodoviário. A Ponte D. Luís localiza-se em Santarém, sobre o Rio Tejo, destinada ao tráfego rodoviário, cuja construção ocorreu em 1881 [22]. Na altura da sua construção dado o seu comprimento de 1195 m foi considerada a maior da Península Ibérica e a terceira da Europa.

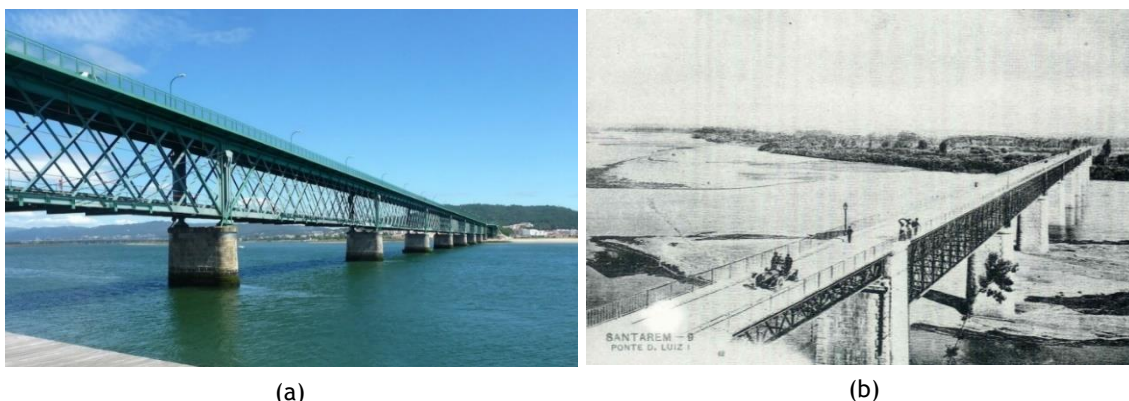


Figura 2.11 - (a) Ponte Eiffel, Viana do Castelo, 1878 (adaptado de [1]); (b) Ponte D. Luís, Santarém, 1881 (adaptado de [23])

A solução estrutural em viga treliçada, de que são exemplo estas duas pontes, foi amplamente generalizada na construção de pontes metálicas em Portugal [1]. Duas das exceções referem-se à Ponte da Régua (Figura 2.12 (a)) e à Ponte da Portela (Figura 2.12 (b)), cuja construção ocorreu em 1872 e 1873, respetivamente [1]. A solução estrutural das duas pontes é idêntica, este sistema consiste em vigas com o banzo inferior reto e o superior parabólico, ligados através de diagonais e montantes.

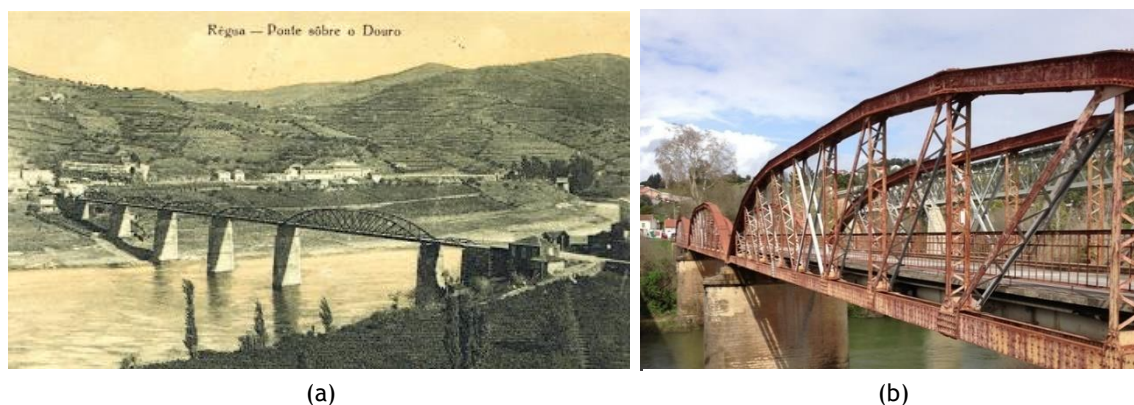


Figura 2.12 - (a) Ponte da Régua, Peso da Régua, 1872 (adaptado de [24]); (b) Ponte da Portela, Coimbra, 1873 (adaptado de [25])

Mais tarde surgiu em Lisboa uma das pontes metálicas de maior relevo em Portugal, a Ponte 25 de Abril (Figura 2.13). Construída entre 1962 e 1966, esta ponte foi a primeira a permitir a travessia do rio Tejo, estando a sua construção a cargo de uma empresa americana [26]. O sistema estrutural de ponte suspensa com um vão central de 1013 m superou naquela altura a ponte de maior vão da Europa, a ponte escocesa de Firth of Forth.

Relativamente às características geométricas, a referida ponte é constituída por um tabuleiro em viga treliçada contínua, com um comprimento total de cerca de 2277 m, tendo uma altura de 10,65 m e largura de 21 m [1]. A estrutura está suspensa por cabos principais com 58,6 cm de diâmetro, que descem das torres e são amarrados a dois maciços de betão, localizados em ambas as margens. As duas torres principais de aço atingem uma altura de 190,5 m acima do nível da água e estão situadas a cerca de meio quilómetro de cada margem [1].



Figura 2.13 - Ponte 25 de Abril, Lisboa, 1966 (adaptado de [27])

Ainda que a ponte fosse projetada para suportar em simultâneo o tráfego rodoviário e ferroviário, inicialmente abriu apenas ao tráfego rodoviário. Mais tarde em 1995, após a realização de um concurso internacional, iniciaram-se obras de reforço, com o objetivo de alargar o tabuleiro rodoviário para seis vias e adequar o tabuleiro inferior ao tráfego ferroviário [26]. As obras obrigaram a um sólido reforço da estrutura, a sobrecarga ferroviária considerada foi duas vezes e meia superior ao que foi tido em conta aquando da elaboração do projeto original da ponte, para tal foi necessário acrescentar um segundo cabo de sustentação [26].

Inúmeras pontes metálicas construídas há mais de 100 anos mantêm-se atualmente em condições adequadas de funcionamento. As intervenções de reabilitação e reforço conservam estas estruturas, prolongando o seu tempo de vida útil. São exemplos disso as pontes apresentadas na secção 2.4.4.2.

2.3 Caracterização dos sistemas estruturais de pontes metálicas

2.3.1 Considerações gerais

Os sistemas estruturais de pontes metálicas podem assumir-se bastante distintos entre si, dividindo-se de forma genérica nos seguintes tipos [9]:

- i) Pontes em arco: as cargas são transmitidas às fundações, por compressão axial, através do elemento estrutural principal, o arco. A reação horizontal nas extremidades é garantida pelas fundações ou por tirantes ao longo do comprimento total do vão.
- ii) Pontes em pórtico: as vigas longitudinais são rigidamente ligadas aos elementos de apoio verticais ou inclinados, havendo transmissão de esforços de flexão nos nós.
- iii) Pontes suspensas: o tabuleiro da ponte é suspenso em cabos atirantados ao longo dos bordos da ponte e ancorados a torres, cuja localização é devidamente pensada.
- iv) Pontes em viga: os esforços de flexão entre apoios são os principais esforços neste tipo de estruturas. Os seus tramos podem ser divididos em tramos simplesmente apoiados, tramos contínuos ou tramos com simultânea continuidade e descontinuidade.
- v) Pontes atirantadas: as vigas principais são suportadas por um conjunto de tirantes dispostos num plano vertical, fixos a uma ou mais torres.

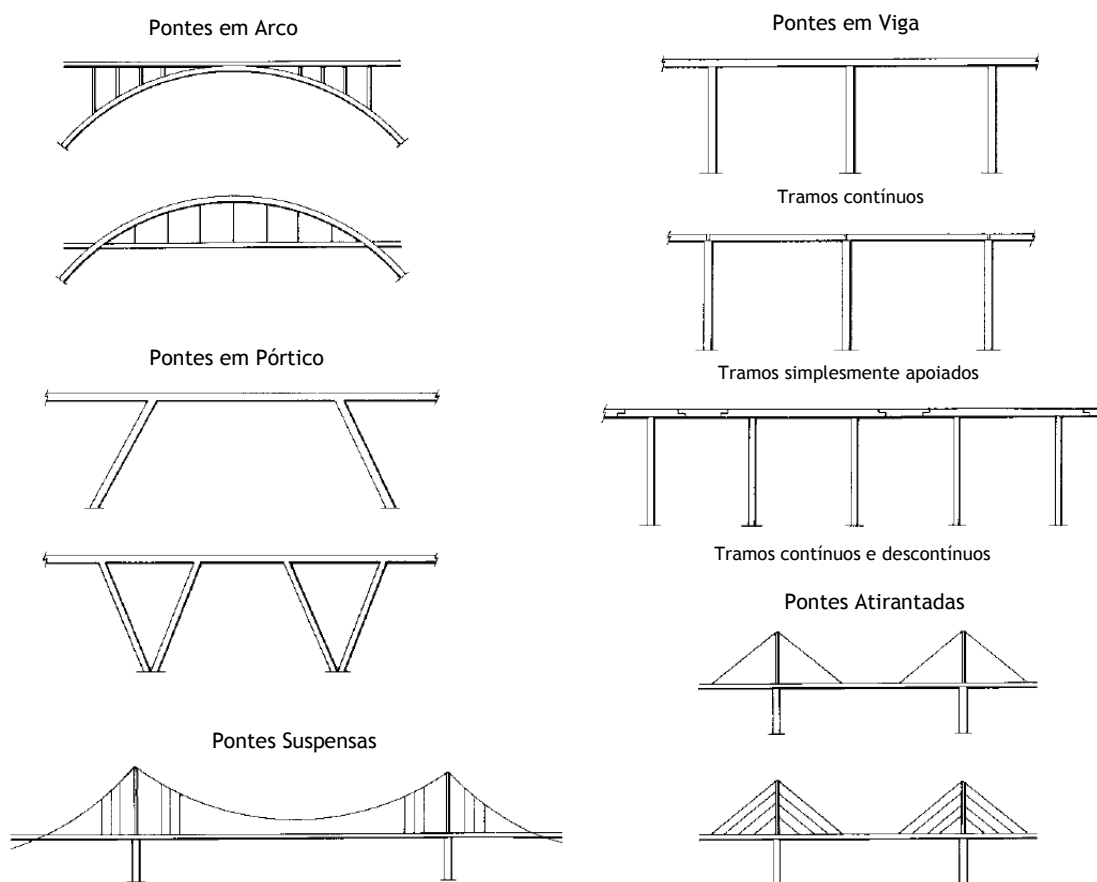


Figura 2.14 - Diferentes tipos de sistemas estruturais de pontes (adaptado de [9])

Tal como se representa o espectro de pontes metálicas é bastante vasto, existindo diversos tipos de pontes, geometrias, processos construtivos e materiais com propriedades diferentes.

2.3.2 Solução estrutural das vigas principais

A escolha da solução estrutural das vigas principais de uma ponte metálica está dependente de vários fatores, tais como: comprimento de vãos a vencer, existência de tramos simplesmente apoiados ou tramos contínuos e altura total do tabuleiro.

Nos diferentes sistemas estruturais a constituição do tabuleiro de uma ponte metálica pode ser realizada em vigas de alma cheia ou vigas em treliça.

2.3.2.1 Vigas de alma cheia

Em pontes metálicas centenárias as vigas de alma cheia são normalmente constituídas por vigas metálicas em I, onde os banzos são formados por uma combinação de chapas e cantoneiras rebitadas, perfazendo a ligação à alma da secção. Estes elementos caracterizam-se pela elevada altura da sua alma, cuja função é absorver os esforços de corte. Os banzos são responsáveis por resistir ao esforço de flexão, repare-se que quanto maior a sua espessura e mais afastados estiverem do eixo neutro, maior será a inércia no plano de flexão.

Um dos inconvenientes destas vigas refere-se à encurvadura lateral, de forma a minimizar este risco são normalmente atribuídos ao longo do eixo longitudinal da viga, perfis metálicos transversais com o devido espaçamento, tendo como objetivo contraventar a estrutura e criar maior robustez no elemento. A Figura 2.15 apresenta um exemplo de uma ponte constituída por duas vigas de alma cheia, sendo possível observar em (b) os respetivos reforços de alma.



Figura 2.15 - Ponte ferroviária do Pina (Linha da Beira Baixa): (a) Perspetiva da ponte do Pina; (b) Pormenor da viga de alma cheia com respetivos reforços de alma (nervuras) (adaptado de [3])

A principal vantagem desta solução estrutural refere-se à simplicidade da sua geometria, contudo a quantidade de material empregue torna estas estruturas pouco utilizadas para grandes vãos.

2.3.2.2 Vigas em treliça

As vigas treliçadas são compostas por diversos elementos estruturais, cujos eixos concorrem num só nó, formando uma configuração geométrica estável. A sua principal característica refere-se à transmissão de esforços axiais de compressão ou tração entre os seus elementos,

não existindo qualquer transmissão de esforços de flexão. Para um sistema geral de cargas utiliza-se treliças espaciais, neste tipo de estruturas existe um sistema de grelha constituído por longarinas e carlingas que encaminham as forças recebidas para os nós da estrutura, sendo este funcionamento próprio de uma treliça.

As pontes constituídas por esta solução estrutural (pontes em viga treliçada), são comuns à grande maioria das pontes metálicas centenárias, principalmente na Europa. Para além de permitirem uma otimização na utilização do material, apresentam um processo construtivo simples comparativamente ao das pontes suspensas ou atirantadas. Assim, as vigas treliçadas constituem uma alternativa eficiente, obtendo-se estruturas com uma boa resistência e de fácil aplicabilidade. Na Figura 2.16 observa-se a nomenclatura usualmente utilizada para os elementos estruturais que compõem esta solução estrutural.

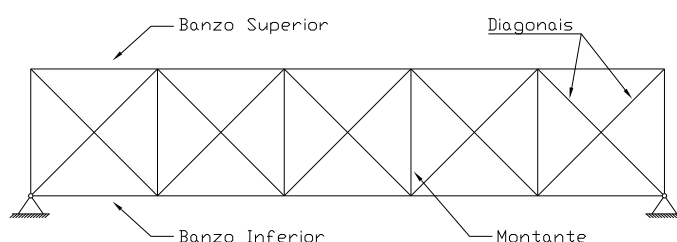


Figura 2.16 - Nomenclatura dos elementos estruturais numa viga treliçada

Os vãos neste tipo de estruturas situam-se habitualmente entre os 30 a 150 m, para vãos simplesmente apoiados. No caso de se tratar de uma estrutura com vários vãos, em que existe continuidade sobre os pilares, o comprimento máximo apresenta valores na ordem de 200 m. Refere-se ainda que nestes casos os vãos de extremidade geralmente apresentam comprimentos inferiores comparativamente aos vãos intermédios.

De acordo com a disposição dos elementos estruturais as vigas treliçadas podem assumir vários formatos, destaca-se de seguida na Figura 2.17 os tipos mais comuns aplicados a pontes.

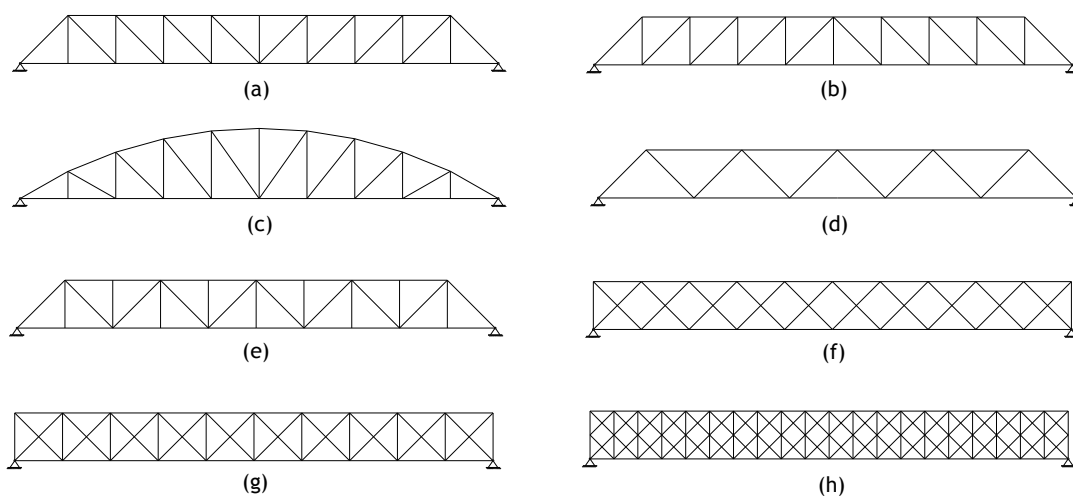


Figura 2.17 - Tipos de Treliça: (a) Treliça Pratt; (b) Treliça Howe; (c) Treliça parabólica Pratt; (d) Treliça Warren; (e) Treliça Warren com montantes; (f) Treliça Warren dupla; (g) Treliça em cruz de Stº. André; (h) Treliça de rótula múltipla

As distintas configurações dos contraventamentos longitudinais conduzem naturalmente a diferentes distribuições de esforços nos elementos estruturais. A treliça *Pratt* (Figura 2.17 (a)), quando solicitada, é por definição a que apresenta esforços de tração nas diagonais e esforços de compressão nos montantes, exceto o elemento vertical junto à diagonal de extremidade. Já a treliça *Howe* (Figura 2.17 (b)) funciona de forma inversa comparativamente à treliça *Pratt*. Quando se trata de estruturas de vãos únicos, simplesmente apoiados, geralmente a viga treliçada adotada apresenta uma altura variável com configuração parabólica (Figura 2.17 (c)), dado que os maiores esforços surgem a meio vão.

A configuração original da treliça *Warren* (Figura 2.17 (d)) apresenta-se desprovida de montantes, esta estrutura é habitualmente utilizada em pontes com vãos reduzidos. Com a adição de montantes (Figura 2.17 (e)) a estrutura torna-se mais resistente, aumentando a sua estabilidade.

A treliça em cruz de Stº. André (Figura 2.17 (g)) apresenta diagonais em ambas as direções, podendo resistir a esforços tanto de compressão como de tração, já os montantes suportam apenas esforços de compressão. Caso os elementos estruturais da treliça sejam rigidamente conectados, a estrutura apresenta um certo grau de hiperestaticidade. A solução estrutural da treliça de rótula múltipla (Figura 2.17 (h)) contém um contraventamento longitudinal superior ao da solução anterior, fazendo com que a sua estabilidade seja superior.

Como principais vantagens das vigas em treliça, refere-se o sistema de alma aberta, permitindo adotar uma altura total maior, do que no caso de uma alma de viga cheia equivalente, possibilitando menores deformações.

2.3.3 Plataforma

A plataforma das pontes ferroviárias é constituída por um sistema de grelha composto por longarinas e carlingas, onde são fixas superiormente as travessas e os carris, sendo este conjunto responsável por receber os esforços oriundos do tráfego. Na solução estrutural de uma ponte a localização da plataforma pode variar conforme a sua posição em relação às vigas principais, desta forma classifica-se a plataforma em três tipos: superior, média ou inferior (Figura 2.18).

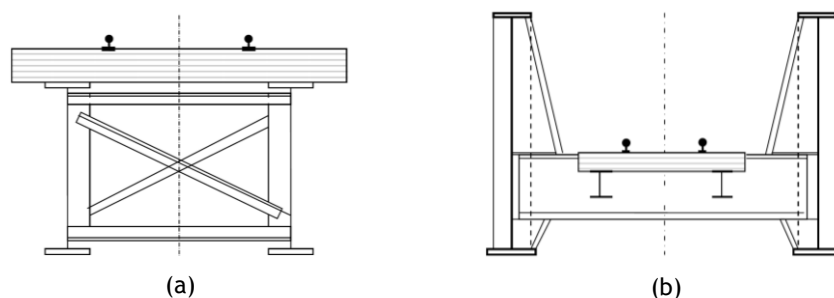


Figura 2.18 - Classificação da plataforma em relação à sua posição relativa às vigas principais: (a) Plataforma superior; (b) Plataforma média ou inferior (adaptado de [12])

Caso a plataforma se situe sobre as vigas principais da ponte (Figura 2.18 (a)) todas as cargas provenientes da circulação do tráfego são diretamente absorvidas pela estrutura inferior. Um exemplo do caso referido é a Ponte ferroviária do Corge, objeto de estudo neste documento. O segundo tipo de plataforma (Figura 2.18 (b)) situa-se entre as vigas principais, a meio das mesmas ou até a um nível inferior. Este tipo de plataforma permite ocupar um menor espaço abaixo da via, sendo que a altura acima das vigas principais pode ser livre ou limitada por um contraventamento horizontal superior, chegando a existir estruturas que beneficiam deste sistema e implementam um outro tabuleiro superior, como é exemplo a Ponte Eiffel, descrita na secção 2.2.2.

2.3.4 Tipos de secções transversais

A solução estrutural das pontes metálicas nos finais do séc. XIX e início do séc. XX era constituída por elementos de secções compostas. As técnicas de laminagem existentes na época eram limitadas, sendo apenas possível produzir chapas com determinadas espessuras e cantoneiras resultantes da dobragem de chapas. A união entre elementos era realizada através de rebites, uma vez que ainda não era possível efetuar ligações soldadas.

Como é possível visualizar na Figura 2.19 a combinação de várias chapas possibilitava a conceção de secções com várias formas, adaptadas ao sistema estrutural consoante o seu melhor funcionamento.

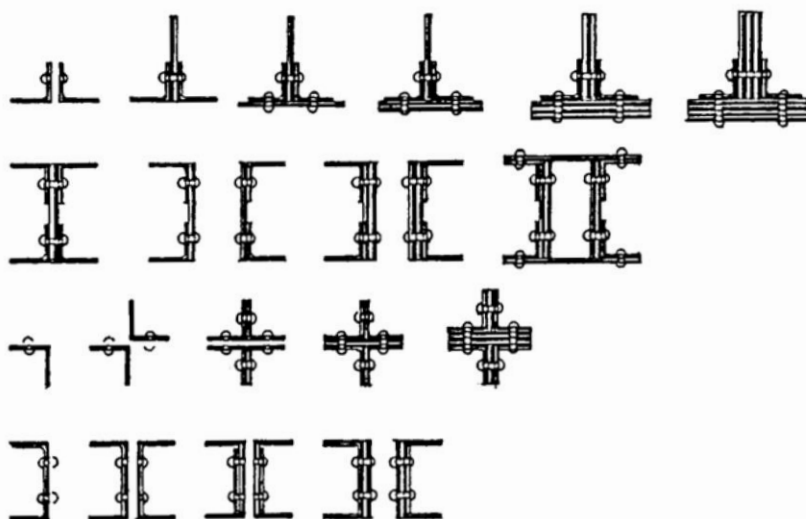


Figura 2.19 - Tipos de secções compostas rebitadas (adaptado de [28])

O comprimento de cada chapa embora dependa do elemento estrutural em causa, regra geral não excede os seis a dez metros. As secções de cada elemento eram compostas *in situ*. Tendo em conta o peso reduzido de cada chapa e das cantoneiras, a construção da estrutura dispensava a utilização de grandes meios de elevação. Refere-se ainda que no grupo de secções transversais apresentado, o risco de instabilidade aumenta no sentido da direita para a esquerda [28].

No que diz respeito aos elementos estruturais longitudinais que integram as vigas principais, denominados por banzos (Figura 2.16), estes eram reforçados ao longo do seu comprimento por várias chapas, tal como se observa na Figura 2.20.

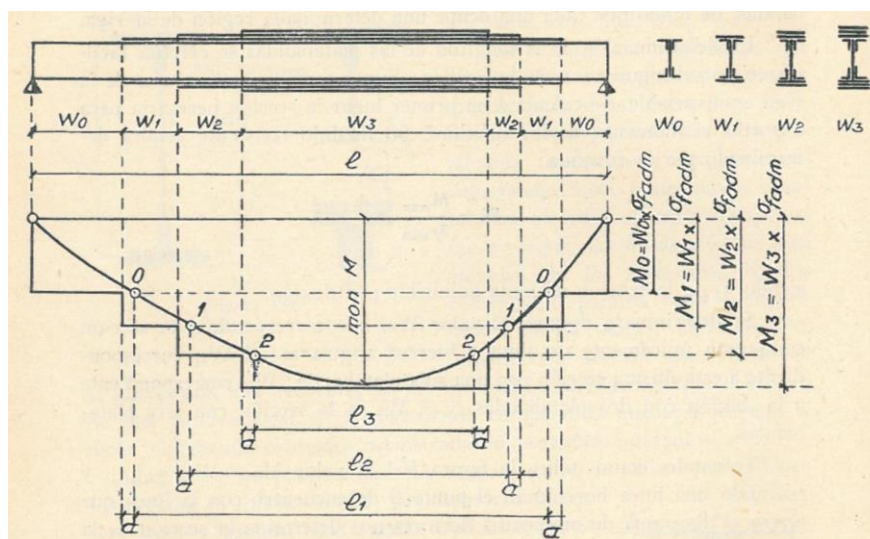


Figura 2.20 - Constituição dos banzos em pontes metálicas antigas (adaptado de [29]).

Nas extremidades do elemento estrutural o esforço será menor, já ao centro prevê-se uma maior concentração de esforços, por sua vez o reforço nessa zona será maior. As secções para este tipo de elementos podem tomar a configuração em I ou em T, variando consoante a sua localização (W_0 , W_1 , W_2 e W_3). Refere-se ainda que nos extremos de cada chapa era admitido um comprimento de tolerância (a).

2.3.5 Propriedades gerais do material metálico

2.3.5.1 Material ao longo da história

No início do séc. XVIII surgiu um método de produção de ferro com boas características de resistência, o ferro fundido [1]. O processo de fabricação deste material era realizado com recurso a moldes, contendo na sua constituição uma percentagem elevada de carbono ($>2\%$) [30]. O arrefecimento lento na sua produção originava fissuras internas, conferindo-lhe propriedades de ductilidade baixas [30]. Assim, este material caracteriza-se pela sua boa resistência quando submetido a esforços de compressão, contudo torna-se frágil quando sujeito a esforços de tração, daí a sua utilização em sistemas estruturais em arco, como é exemplo a sua aplicação na primeira ponte metálica.

O desenvolvimento da indústria siderúrgica no séc. XIX permitiu a produção industrial de ferros pudelados, substituindo gradualmente a utilização do ferro fundido [31]. Desta forma verificou-se um consequente aumento da construção metálica. O ferro pudelado (*wrought iron*), também denominado por ferro forjado apresenta um baixo teor em carbono ($<0,01\%$), elevadas quantidades de escória e outros elementos com baixas concentrações (S, Si, Cu, Mo, Ni, Mn) [2] [31]. O processo metalúrgico utilizado para este tipo de material consiste em

aquecer e agitar (pudlar) a matéria prima durante um longo período de tempo a temperaturas crescentes de forma a eliminar o carbono [2]. O exame micrográfico do ferro pudelado revela a sua não homogeneidade, devendo-se este facto às diversas quantidades de elementos não desejados presentes na sua constituição [30]. Refere-se ainda que este material possuiu qualidades aceitáveis de ductilidade e resistência à corrosão [2].

A produção em larga escala do aço começou com o processo Bessemer 1856, seguindo pelo processo Martin-Siemens 1867 e o processo Thomas-Gilchrist 1878 (Figura 2.21). A maioria das pontes metálicas ainda hoje são constituídas em aços produzidos com um destes processos.

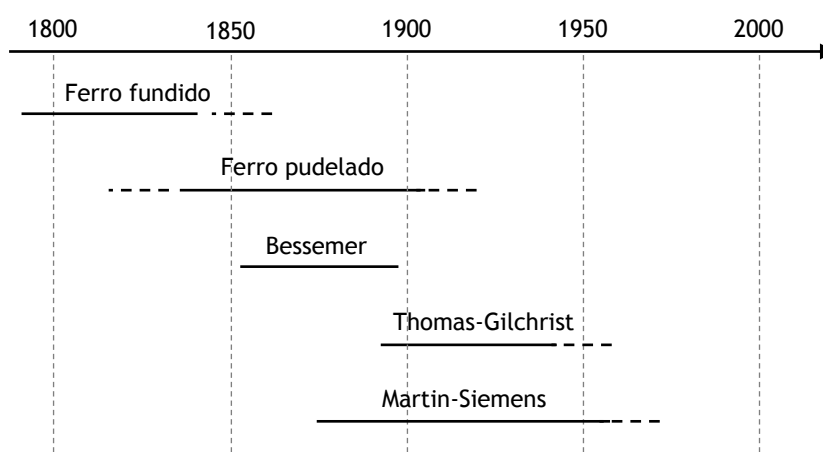


Figura 2.21 - Evolução dos processos siderúrgicos

O aço começou a ser produzido no final do séc. XVIII e a sua utilização na construção de pontes começou no início do séc. XIX. Nessa altura o processo de produção do aço não permitia a sua utilização em grande escala. Por volta de 1870, surge o aço laminado e em 1874 é concluída a primeira grande ponte de aço do mundo, a ponte Eads, em Saint Louis, Missouri, com três vãos de 159 m cada.

Ao longo do séc. XX o progresso na siderurgia do aço foi notório. O desenvolvimento de novos tipos de aço com maior resistência e ductilidade conduziram à produção de aços de alto desempenho (*High Performance Steel*), este tipo de material permitiu a construção de pontes inovadoras [2].

2.3.5.2 Caracterização mecânica do material

As características mecânicas do aço podem ser obtidas com base em ensaios, nomeadamente ensaios de tração uniaxial. A realização destes ensaios uniaxiais seguem diversas normas, tais como a EN ISO 6892-1 que especifica os procedimentos normativos da realização do ensaio e a EN 10025-1 - Anexo A, que visa objetivar os esquemas e as dimensões de corte para a maquinação de provetes [32]. Ao efetuar o ensaio de tração obtém-se um diagrama tensão-extensão, como o ilustrado esquematicamente na Figura 2.22, sendo que para um aço macio geralmente o diagrama apresenta-se bem definido.

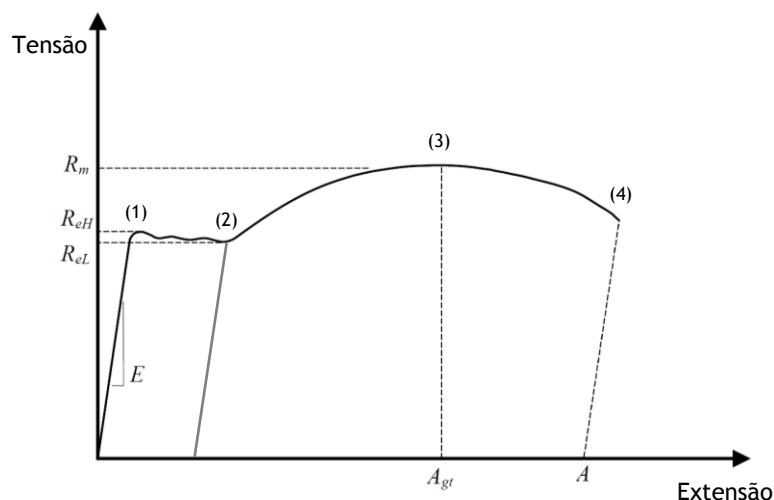


Figura 2.22 - Representação esquemática da curva tensão-extensão de um aço macio (adaptado de [32])

Com base na curva tensão-extensão é possível obter as principais propriedades mecânicas do aço: tensão de cedência - f_y (limite superior R_{eH} ou limite inferior R_{eL}), a tensão última - f_u , correspondendo a R_m , a extensão na força máxima A_{gt} , a extensão após rotura A e o módulo de elasticidade E representado pelo declive da reta inicial do diagrama [32].

Analisando o diagrama verifica-se que até se atingir a tensão de cedência no provete (ponto (1)) a tensão/extensão é linear, ou seja, o regime designa-se por elástico linear. Após a cedência do aço observa-se que é possível aumentar as extensões sem que seja necessário aumentar a tensão aplicada, este patamar, entre o ponto (1) e o ponto (2) designa-se por patamar de cedência. É necessário a partir desta fase aumentar as tensões aplicadas para continuar a aumentar as extensões, esta fase entre os pontos (2) e (3) denomina-se por endurecimento, sendo que em (3) o provete atinge a tensão última. Por último ocorre o fenómeno de estricção entre os pontos (3) e (4), seguido da rotura do provete.

Este tipo de material apresenta duas características que importa realçar, a primeira diz respeito ao facto de após atingir a tensão de cedência o aço poder sofrer grandes deformações sem perder a sua capacidade de carga, característica esta de um material dúctil. A segunda característica referente ao diagrama descrito anteriormente, revela que se se interromper o carregamento do provete, antes do aço atingir a tensão de cedência, o diagrama de descarga segue exatamente o mesmo trajeto do carregamento, caso a descarga apenas se inicie após a cedência, esta segue uma reta paralela à reta inicial (Figura 2.22), havendo uma recuperação total do material.

Indica-se na Tabela 2.1 os valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última f_u , tomados como valores característicos, para os aços frequentemente utilizados em estruturas metálicas.

Tabela 2.1 - Valores nominais de tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u dos aços macios correntes segundo a EN 10025-2 (adaptado de [32])

Classes de resistência e de qualidade dos aços	Valor mínimo da tensão de cedência R_{eH} (MPa)				Tensão última R_m (MPa)		Valor mínimo em percentagem da extensão após rotura $L_o = 5.65\sqrt{S_0}$		
	Espessura nominal (mm)				Espessura nominal (mm)		Espessura nominal (mm)		
	≤ 16	>16 ≤ 40	>40 ≤ 63	>63 ≤ 80	< 3	≥ 3 ≤ 100	≥ 3 ≤ 40	>40 ≤ 63	>63 ≤ 100
S 235 JR	235	225	215	215	360 a 510	360 a 510	26	25	24
S 235 J0	235	225	215	215	360 a 510	360 a 510			
S 235 J2	235	225	215	215	360 a 510	360 a 510	24	23	22
S 275 JR	275	265	255	245	430 a 580	410 a 560	23	22	21
S 275 J0	275	265	255	245	430 a 580	410 a 560			
S 275 J2	275	265	255	245	430 a 580	410 a 560	21	20	19
S 355 JR	355	345	335	325	510 a 680	470 a 630	22	21	20
S 355 J0	355	345	335	325	510 a 680	470 a 630			
S 355 J2	355	345	335	325	510 a 680	470 a 630			
S 355 K2	335	345	335	325	510 a 680	470 a 630	20	19	18
S 450 J0	450	430	410	390	-	550 a 720	17	17	17

Os vários tipos de aço dividem-se em classes de resistência (S235, S275, S355 e 450) e classes de qualidade (JR, J0, J2 e K2). Os materiais que estejam em conformidade com as classes definidas na Tabela 2.1 assumem-se como dúcteis. Segundo a NP EN 1993-1-1 a ductilidade dos aços é verificada através dos seguintes requisitos:

- $f_u/f_y \geq 1,10$, sendo f_y a tensão de cedência e f_u a tensão última;
- Extensão após rotura de um provete com um comprimento inicial $5,65\sqrt{A_0}$ (sendo A_0 a área da secção transversal) não inferior a 15%;
- $\varepsilon_u \geq 15\varepsilon_y$, sendo ε_y a extensão de cedência e ε_u a extensão última, correspondente à tensão última.

São descritas ainda na Tabela 2.2 algumas propriedades complementares para este tipo de material, sendo consideradas comuns a todos os tipos de aço estrutural corrente.

Tabela 2.2 - Propriedades complementares do aço estrutural macio (adaptado de [20])

Propriedades dos aços macios	Valor
Módulo de elasticidade (E)	210 GPa
Módulo de distorção ($G = \frac{E}{2(1+\nu)}$)	81000 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Coefficiente de dilatação térmica linear (α)	$12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ (Até 100°C)
Massa volúmica (ρ)	77 a 78,5 kN/m ³

2.4 Conservação de pontes metálicas

2.4.1 Anomalias típicas

Ao longo da vida útil de uma ponte metálica ocorrem naturalmente processos de degradação estrutural. A deterioração da estrutura metálica pode ocorrer quer por processos químicos, quer por processos físicos.

O material das pontes metálicas caracteriza-se pela vulnerabilidade às condições climáticas a que está exposto, sendo propenso a que ocorram fenómenos de corrosão. A fissuração do próprio material, associada a repetidos ciclos de carga e descarga, as anomalias nos aparelhos de apoio, as imperfeições dos elementos estruturais, os fenómenos de encurvadura e os danos provocados por acidentes ou incêndios, são exemplos de problemas típicos que ocorrem em pontes metálicas, impedindo o seu coreto funcionamento.

Pretende-se de seguida registar as anomalias mais comuns em estruturas metálicas, em particular em pontes metálicas centenárias, referindo as causas possíveis para o seu aparecimento.

- **Corrosão**

A deterioração causada pela interação físico-química entre o material e o meio ambiente, provocando a oxidação do metal, produz alterações indesejáveis para a estrutura metálica [33]. Esta anomalia classifica-se como uma das mais correntes em pontes metálicas, contribuindo para o aumento da sua influência a elevada exposição do material, a degradação da pintura e a disposição das secções transversais, bem como a sua própria configuração. Tanto as secções ocas, como as secções em U possibilitam a acumulação de água da chuva e detritos, que quando acompanhados com um deficiente escoamento de águas na estrutura, propicia a que os efeitos da corrosão sejam mais acentuados [34].

O ambiente envolvente de uma estrutura influencia significativamente a velocidade de propagação da corrosão, a simples existência de humidade, presente no nevoeiro potencia o desenvolvimento deste fenómeno [33]. O revestimento da estrutura tem um papel fundamental na sua proteção, sendo que os elementos que se encontram num estado mais favorável de serem atingidos pela corrosão, são os que apresentam esforços de tração elevados, originando consequentemente micro-fendilhações no material [34].

A corrosão é normalmente classificada como sendo uniforme ou localizada [7] (Figura 2.23), a primeira corresponde a um ataque generalizado da superfície metálica. Com o avançar do tempo este fenómeno provoca a perda de espessura da secção resistente nos elementos, que quando fortemente afetados podem ficar com aberturas (Figura 2.23 (a)) [33]. A corrosão localizada manifesta-se pontualmente e em certos casos provoca o folheamento do material metálico (Figura 2.23 (b)).



Figura 2.23 - Tipos de corrosão: (a) Corrosão uniforme; (b) Corrosão localizada com folheamento do material metálico (adaptado de [7])

Os elementos compostos por duas ou mais chapas sobrepostas ficam suscetíveis a que haja formação de bolsas de ferrugem entre as suas superfícies de contacto. A progressão deste fenómeno causa a abertura das chapas (Figura 2.24), chegando por vezes a forçar os rebites e consequentemente a sua rotura [34].

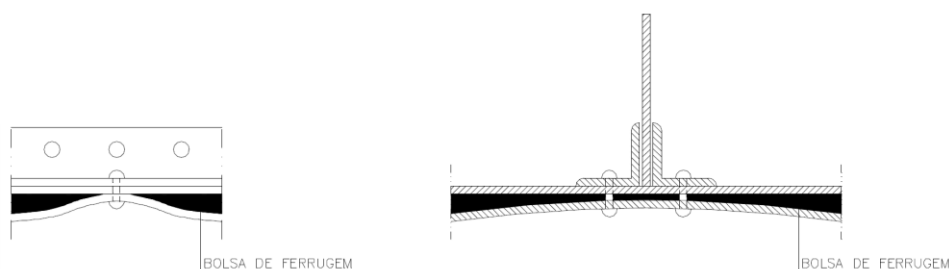


Figura 2.24 - Esquema representativo de formação de bolsas de ferrugem entre chapas (adaptado de [34])

Esta situação advém, em geral, da reduzida espessura das chapas ou excessivo espaçamento entre rebites e distância a que estes se encontram dos bordos das chapas. A solução passa pela limpeza das zonas danificadas, sendo necessário descavar os rebites e retirar as chapas afetadas. A situação descrita é frequente nos banzos das vigas principais.

A corrosão nos elementos estruturais pode atingir proporções de grande dimensão, que em certos casos pode obrigar a trabalhos de reparação imediatos. Para uma correta avaliação e medição da perda de secção resistente deve-se efetuar uma limpeza mecânica, por intermédio de uma decapagem da área afetada.

- **Defeitos de cravação**

As ligações entre elementos metálicos devem estar dispostas de tal forma que possam garantir de modo eficiente a continuidade de esforços. Os problemas associados à má cravação de rebites podem afetar a estrutura a nível local ou global. As zonas em que há uma má cravação de rebites caracterizam-se pela sua propensão a fenómenos de corrosão, um rebite que possua uma folga leva a que por compensação os rebites vizinhos fiquem sujeitos a maior esforço, sendo natural que com o avançar do tempo os rebites mais solicitados acabem danificados. A Figura 2.25 ilustra diversos exemplos de defeitos de cravação de rebites.

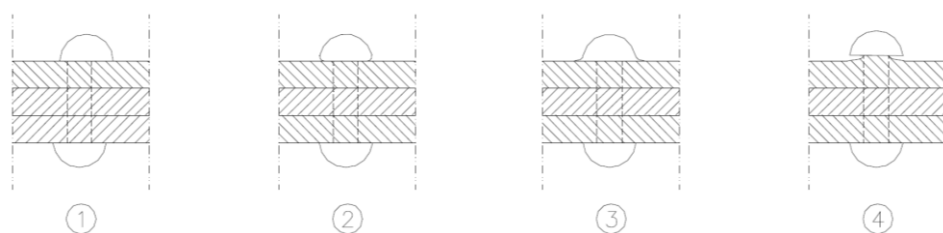


Figura 2.25 - Exemplos de rebites mal cravados (adaptado de [34])

A cabeça do rebite não deve estar descentrada ou fendida (1), estes casos ocorrem quando a embutideira não é corretamente colocada no eixo do rebite. O caso (2) advém da má aplicação da embutideira, a cabeça do rebite não garante uma ligação resistente. Em contrapartida o excesso de força na colocação do rebite faz com que a sua cabeça fique achatada (3). Por último a situação (4) refere-se à existência de rebarbas nas chapas que impossibilitam o encosto da cabeça do rebite nas mesmas [34]. Neste tipo de casos identifica-se a existência de um círculo de oxidação em torno da cabeça do rebite [34].

- **Empenamento**

O fenómeno de empenamento nas pontes metálicas está relacionado com as características de durabilidade dos aparelhos de apoio. Para que o funcionamento estrutural original dos aparelhos de apoio seja mantido ao longo dos anos é necessário que haja uma manutenção regular e cuidada dos mesmos. Estes elementos são projetados para permitir movimentos de translação ou de rotação na estrutura, por conseguinte se a sua deterioração impedir a capacidade de mobilidade, o apoio deixará de ter o desempenho estrutural desejado.

A falta de limpeza e lubrificação destes elementos leva a que por exemplo apoios simples funcionem como apoios duplos e caso os movimentos de rotação estejam bloqueados, funcionem como um encastramento parcial. Desta forma, uma estrutura que foi projetada para funcionar de forma isostática, passa a ter o comportamento de uma estrutura hiperestática. Esta alteração de funcionamento global gera novos esforços que não foram contabilizados no projeto da estrutura, originando possíveis empenamentos em alguns elementos estruturais. A Figura 2.26 retrata esquematicamente a consequente deformação dos elementos estruturais provocada pelo bloqueio das rotações do aparelho de apoio.

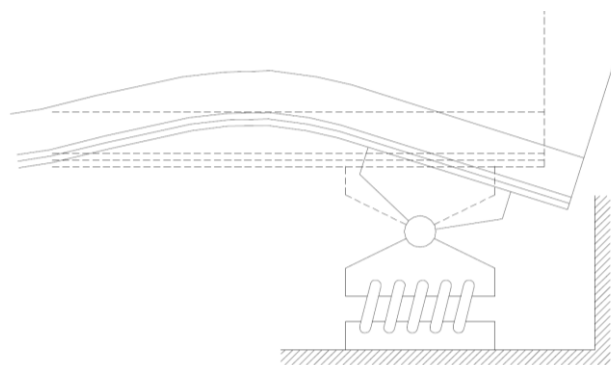


Figura 2.26 - Aparelho de apoio bloqueado (adaptado de [34])

- **Assentamentos diferenciais**

Os assentamentos diferenciais podem ocorrer em todo o género de pontes, tendo como origem diversos fatores. A causa mais comum refere-se ao assentamento das fundações, contudo os assentamentos diferenciais podem ter causas menos evidentes, como por exemplo a degradação da alvenaria junto aos apoios. Os encontros e pilares em pontes metálicas centenárias são geralmente constituídos por alvenaria de pedra, ao longo dos anos estes elementos, embora que resistentes, podem também sofrer erosão, sendo que a sua degradação pode provocar em casos extremos um desnivelamento do aparelho de apoio e consequente assentamento [34], tal como se observa na Figura 2.27.

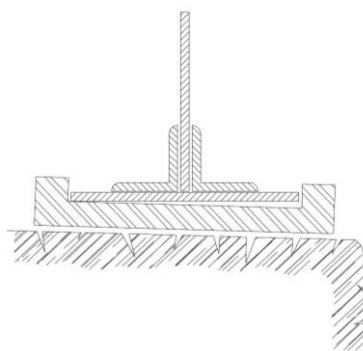


Figura 2.27 - Degradação da alvenaria junto ao aparelho de apoio (adaptado de [34])

Os assentamentos diferenciais originam, tal como o empenamento, esforços internos na estrutura.

- **Efeitos do incêndio**

Os casos de incêndio em pontes metálicas estão normalmente relacionados com situações de acidente, no entanto esta anomalia não é comum neste tipo de estruturas [34]. Ainda assim quando a temperatura dos elementos é exposta a temperaturas elevadas ($\approx 650^{\circ}\text{C}$) [34], podem ocorrer graves deformações plásticas, ficando a estabilidade da ponte comprometida. O nível da avaria depende da temperatura máxima e da duração de exposição da estrutura metálica.

- **Efeitos da fadiga**

No decorrer da vida útil das pontes metálicas, a repetição de ciclos sucessivos de carga e descarga com intensidade variável pode levar a estrutura à rotura, sem que se tenha atingido a resistência estática da mesma [18]. O fenómeno de fadiga tende a enfraquecer a longo prazo os elementos estruturais. Devido ao ciclo de tensão que estes elementos estão sujeitos, pode iniciar-se a propagação de fendas nos mesmos, resultando em problemas que se não forem diagnosticados atempadamente comprometem a estabilidade da estrutura. As zonas críticas à ocorrência deste fenómeno dizem respeito às zonas rebitadas dos banzos, ligações, particularmente as das vigas principais e as efetuadas com *goussets* [34].

A fadiga desenvolve-se lentamente nas fases iniciais e acelera rapidamente nas fases finais. É usual dividir-se o fenómeno em três fases: a iniciação da fissura de fadiga, a propagação da

fissura e por último a rotura do elemento [18]. A fase de iniciação da fissura resulta, geralmente, em microfendas em zonas sujeitas a tensões locais elevadas. O desenvolvimento das fissuras ocorre devido aos carregamentos cíclicos continuados, sendo que o crescimento destas depende da estrutura interna do material. A sua propagação dá-se perpendicularmente à solicitação da aplicação da carga [18]. Por fim, o rápido crescimento da fissura gera a rotura que ocorre quando a área resistente é insuficiente para suportar a carga aplicada.

Em pontes metálicas antigas o efeito da fadiga é decisivo na sua maioria, uma vez que as cargas cíclicas de serviço podem ser substancialmente superiores às permanentes, contudo as anomalias associadas à fadiga surgem apenas a partir de um determinado nível de tensões [35]. Por conseguinte as pontes ferroviárias são mais sensíveis a este fenómeno do que as pontes rodoviárias.

O método de análise da fadiga em pontes metálicas será apresentado mais à frente. Após a identificação de potenciais zonas críticas em termos de fadiga, o comportamento da estrutura pode ser melhorado pela aplicação de medidas de reforço adequadas [7].

2.4.2 Metodologias de intervenção

Qualquer intervenção a realizar numa obra de arte antiga deve ser precedida por um conjunto de fases. O objetivo destina-se ao conhecimento da estrutura, uma vez que é nessa informação que assentará todo o processo de decisão subsequente. Inicialmente deve proceder-se à recolha de dados históricos, esta tarefa consiste na consulta de todos os documentos disponíveis relacionados com a obra de arte em causa, tais como: projeto de execução original, projetos de possíveis intervenções que tenham existido desde a construção da ponte, documentos relativos ao enquadramento histórico da estrutura e documentação referente a inspeções.

Em qualquer dos casos, dispondo-se ou não da informação histórica completa, devem-se realizar visitas à obra de arte, tendo em vista o levantamento geométrico pormenorizando da estrutura. Este procedimento revela-se fundamental em situações que não seja possível obter qualquer informação das catacrésticas geométricas da ponte. Contudo caso se disponha da informação necessária a caracterização geométrica permite comparar a realidade com os dados fornecidos no projeto de execução, clarificando possíveis dúvidas. As visitas à obra de arte possibilitam ainda avaliar o estado de conservação da estrutura. A identificação dos pontos críticos nos quais a rotura, devido a anomalias, seja possível permite sustentar as decisões de intervenção.

Geralmente neste tipo de pontes a informação associada às propriedades do material metálico é limitada. Neste sentido, a caracterização do material através de ensaios laboratoriais assume particular importância. Em função dos objetivos pretendidos há inúmeros ensaios que caracterizam o material, no entanto os ensaios de tração, resistência à fadiga, bem como a análise da composição química, devem necessariamente ser realizados.

Posteriormente à realização das fases descritas é possível concluir sobre a melhor forma de intervir na estrutura. A conservação de pontes pressupõe a correção das anomalias que surgirem e que impeçam de satisfazer os níveis de segurança e serviço pretendidos, assim as intervenções podem ser realizadas de várias formas e em diferentes períodos da vida útil da estrutura, pelo que é necessário conhecer os vários tipos de atuação [36]:

- i) Manutenção preventiva - Deve ser regular com o intuito de manter a condição da ponte acima de um determinado limite mínimo;
- ii) Reparação superficial - Tem por objetivo adiar temporariamente uma reparação mais profunda;
- iii) Reparação profunda - Intervenção de grande extensão, com o intuito de contrariar os vários tipos de deterioração na ponte;
- iv) Reforço - Quando a resposta estrutural não é suficiente para manter um nível de segurança aceitável face às solicitações;
- v) Beneficiação - Promovida quando as características da ponte não são suficientes para manter as condições de serviço desejáveis, como por exemplo o alagamento do tabuleiro;
- vi) Substituição parcial - Substituição de elementos estruturais da ponte que estejam obsoletos ou de elementos cuja substituição seja estruturalmente preferível a outras opções de intervenção.

As intervenções a realizar podem ser mais ou menos intrusivas. Uma das principais intervenções em pontes metálicas refere-se à pintura regular. Como referido anteriormente as pontes metálicas são especialmente sensíveis a ações de erosão, desta forma tornam-se dependentes de manutenções e reparações regulares, estando a sua longevidade dependente destes procedimentos.

As intervenções mais intrusivas, como o reforço, beneficiação e substituição parcial, são condicionadas por uma série de fatores, tais como: económicos, estéticos, exequibilidade da própria solução e implicações que a intervenção acarreta em termos de utilização [34].

2.4.2.1 Tipos de intervenções

Após a análise estrutural de uma obra de arte é possível avaliar a necessidade e adequabilidade de uma intervenção sobre a estrutura. Para esse fim são identificados os elementos estruturais que carecem de intervenção e estabelece-se a estratégia a adotar. As soluções de reforço são escolhidas mediante as necessidades que a obra de arte manifestar, resultando assim, uma correspondência entre o problema existente e o tipo de intervenção adotada.

Neste contexto, são apresentadas nesta secção possíveis intervenções, visando a correção dos problemas típicos de pontes metálicas antigas.

- **Aumento da capacidade de carga através de reforço dos elementos estruturais**

Em situações de insuficiente resistência dos elementos estruturais que constituem uma ponte metálica, é possível acrescentar área resistente aos mesmos. A adição de perfis comerciais ou chapas aos elementos existentes apresenta-se como uma opção viável para melhorar as características de capacidade de carga da estrutura. No entanto deve-se ter em atenção alguns condicionantes na realização do reforço, como a forma de efetuar a ligação entre os elementos, o posicionamento e dimensões dos novos elementos e as implicações em termos de aumento de peso próprio para a estrutura.

- **Aumento da capacidade de carga através da substituição de elementos estruturais**

A utilização de novos elementos estruturais com maior resistência, por substituição dos existentes torna-se plausível em situações em que a adição de área resistente não é suficiente para verificar a segurança estrutural do elemento. A opção de substituição de elementos deve passar pela consideração de fatores de exequibilidade, tendo em consideração que apenas alguns elementos podem ser substituídos, como por exemplo os contraventamentos, em que se torna fácil a sua execução pelo tipo de ligação aos restantes elementos [34].

- **Aumento da capacidade de carga através de pré-esforço**

A falta de capacidade resistente global da ponte pode ser corrigida recorrendo a pré-esforço exterior [34] [37]. A utilização de cabos de pré-esforço com o posicionamento e a configuração geométrica adequada, permite uma melhoria considerável no comportamento estrutural global da ponte. Os cabos de pré-esforço são colocados pelo exterior das vigas principais, ligando-se superiormente a uma estrutura de suporte secundária e inferiormente a selas de desvio (Figura 2.28) [37]. A ancoragem dos cabos é efetuada por detrás dos encontros.

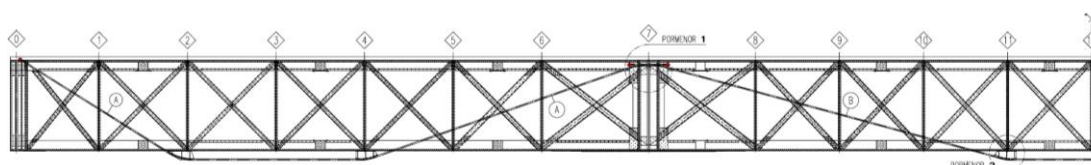


Figura 2.28 - Exemplo da aplicação de pré-esforço exterior (adaptado de [37])

Os cabos de pré-esforço conferem novas zonas de apoio à estrutura, aliviando os esforços nas vigas principais. Geralmente é necessário reforçar alguns pontos singulares da estrutura, como por exemplo as diagonais e os montantes junto aos pontos de inflexão. Este tipo de intervenção ainda que não seja muito intrusiva na estrutura existente, cria algumas reservas em termos estéticos, uma vez que os cabos de pré-esforço ficam expostos ao longo do seu traçado.

- **Ligações rebitadas**

As ligações rebitadas são responsáveis pela ligação de todo o conjunto da estrutura. A sua substituição pode ocorrer em casos em que haja rebites fora de serviço (rebitos com anomalias) ou na substituição/adição de elementos estruturais e consequente substituição/criação de ligações.

A atividade de cravação de rebites está dividida em trabalhos preparatórios e trabalhos de cravação propriamente ditos. Caso a intervenção seja de reforço deve-se proceder à furação dos novos elementos, respeitando na íntegra a furação existente. Na sequência da montagem final é necessário proceder à correção das diferenças entre os furos das diversas chapas a ligar, assim, devem-se mandrilar os furos de forma a garantir uma correta uniformidade da furação dos elementos a ligar [34]. Em relação à cravação, esta deve respeitar os seguintes pontos [34]:

- i) Os rebites devem possuir um diâmetro a frio que não seja inferior a mais de 1 mm ao furo mandrilado;
- ii) O aquecimento dos rebites deve ser uniforme, até se atingir cerca de 900 °C;
- iii) Efetuar a cravação com equipamento em boas condições de funcionamento, abandonando o rebite ainda quente;
- iv) A montagem deve ser cuidadosamente realizada, ficando os elementos pressionados uns contra os outros;

Após a substituição dos rebites, estes devem ser pintados em conjunto com os elementos estruturais.

- **Redução de vibrações**

As vibrações excessivas podem ser corrigidas alterando a rigidez ou a inércia global da estrutura. Geralmente a forma de proceder é aumentar a rigidez dos sistemas de contraventamento da estrutura na direção em que se pretende diminuir a sua vibração.

2.4.3 Inspeção de pontes

Com o avançar do tempo o estado de conservação das obras de arte vai sendo alterado devido a diversos fatores. O acompanhamento do seu estado de conservação deve ser realizado com base em inspeções, estas deverão preferencialmente ser realizadas de forma individual para cada um dos elementos da ponte, de forma a permitir aferir o seu desempenho global.

Neste contexto, segundo [38] as inspeções podem dividir-se em vários tipos, tal como se apresenta de seguida.

- i) Inspeções de rotina - Destinam-se a avaliar o estado de manutenção das pontes, traduzindo a boa ou má execução regular dos trabalhos de manutenção. A sua periodicidade deve ser de cerca de 15 meses;
- ii) Inspeções principais - Consiste em observar e registar as condições de funcionamento de uma ponte. No registo ficam identificadas as anomalias mais graves que comprometem o bom desempenho dos diversos componentes da ponte, quer a nível de durabilidade quer a nível de segurança. A sua periodicidade é geralmente de 5 anos;
- iii) Inspeções de danos (extraordinárias ou de acidente) - Têm como objetivo avaliar os danos estruturais resultantes de causas ambientais ou acidentais em determinados elementos

afetados. Estas inspeções determinam a necessidade de intervenções de emergência, tais como a introdução de restrições à carga ou o encerramento do tráfego. Apresentam as mesmas características das inspeções principais;

- iv) Inspeções especiais - Não apresentam qualquer carácter periódico, sendo a sua realização proposta no seguimento de uma inspeção principal e, mais raramente, de uma inspeção de rotina. As inspeções especiais são realizadas quando é verificada uma anomalia cuja causa, extensão ou gravidade se desconhece, ou se conhece com alguma incerteza e a sua avaliação se considera fundamental para a segurança e/ou durabilidade da estrutura. Geralmente é necessário conhecer o nível de deterioração dos materiais, identificar a causa, avaliar o impacto que a(s) anomalia(s) apresenta(m) e prever a sua evolução;
- v) Inspeções subaquáticas - Destinam-se à avaliação do estado de conservação dos elementos permanentemente submersos. Estas inspeções devem ser realizadas com o intervalo máximo de 5 anos.

Existe ainda outro tipo de inspeções, as inspeções factuais, realizadas de forma extraordinária no seguimento de alguma ocorrência ou facto que determina a necessidade de se proceder à inspeção da obra afetada.

Os resultados das inspeções devem ser apresentados sob a forma de relatório, identificando as anomalias que comprometem o bom desempenho dos diversos componentes da ponte, constituindo ainda uma base técnica importante para planear as atividades de gestão de pontes, individualmente ou no seu conjunto. Salienta-se ainda que os procedimentos e as conclusões das inspeções principais devem ser integralmente e cuidadosamente documentadas com registo fotográfico.

2.4.4 Estado de conservação de pontes nacionais

2.4.4.1 Evolução no tempo de pontes ferroviárias

O parque de pontes que integra a rede ferroviária nacional é composto por vários tipos de pontes. Conforme o seu material de construção as pontes podem ser de alvenaria, estrutura metálica ou betão. O conjunto de pontes ferroviárias apresenta-se na sua maioria com alguma idade. Neste subcapítulo é realizada uma breve síntese de informação, por forma a caracterizar a evolução no tempo das pontes ferroviárias, o seu estado atual e as suas tendências de evolução, incidindo principalmente sobre as pontes metálicas.

Inicialmente muitas das pontes construídas eram em alvenaria, o facto da sua técnica construtiva ser conhecida (arcos em alvenaria de pedra) e a facilidade de aquisição da matéria prima, potenciou o seu desenvolvimento. Contudo estas pontes eram preferencialmente utilizadas em pequenos vãos. As pontes em estrutura metálica permitiram colmatar este facto, possibilitando vencer vãos livres consideravelmente maiores. O desenvolvimento do material metálico fez com que a evolução destas pontes fosse notória.

Estima-se que o número de pontes ferroviárias metálicas em Portugal seja de cerca de 787 (Gráfico 2.1), sendo que a maioria destas estruturas compreende uma idade entre os 60 e 100 anos (39,8). As pontes centenárias correspondem a 129, constituído uma parcela considerável (16,4%).

Número de pontes metálicas ferroviárias em Portugal



Gráfico 2.1 - Número de pontes metálicas ferroviárias em Portugal (adaptado de [2])

A extensão total de pontes metálicas ferroviárias é de 23,388 kms, sendo que as pontes com mais de 100 anos são as que apresentam no seu conjunto uma maior extensão com o valor de 9,187 km (Gráfico 2.2).

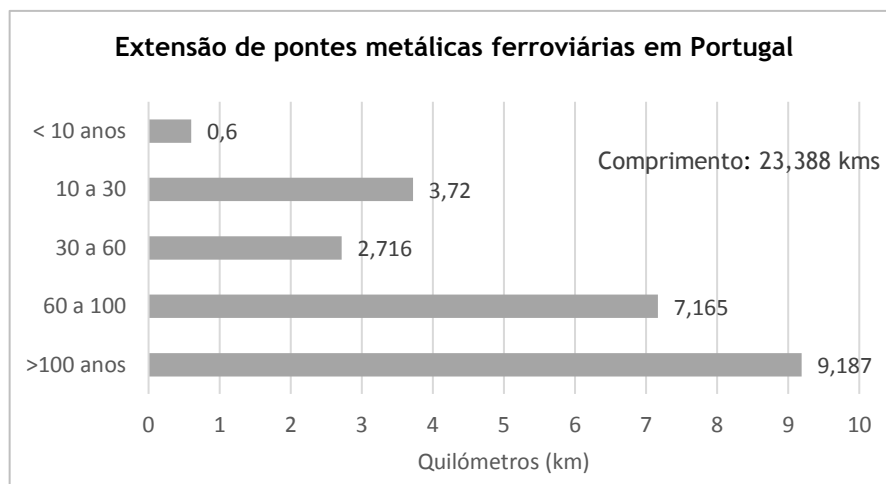


Gráfico 2.2 - Extensão de pontes metálicas ferroviárias em Portugal (adaptado de [2])

Comparando as pontes metálicas com as pontes de alvenaria e de betão, observa-se que as primeiras, independentemente da sua idade, apresentam sempre uma maior extensão que as restantes (Gráfico 2.3), no entanto, em termos quantitativos as pontes em alvenaria apresentam no geral um número superior.

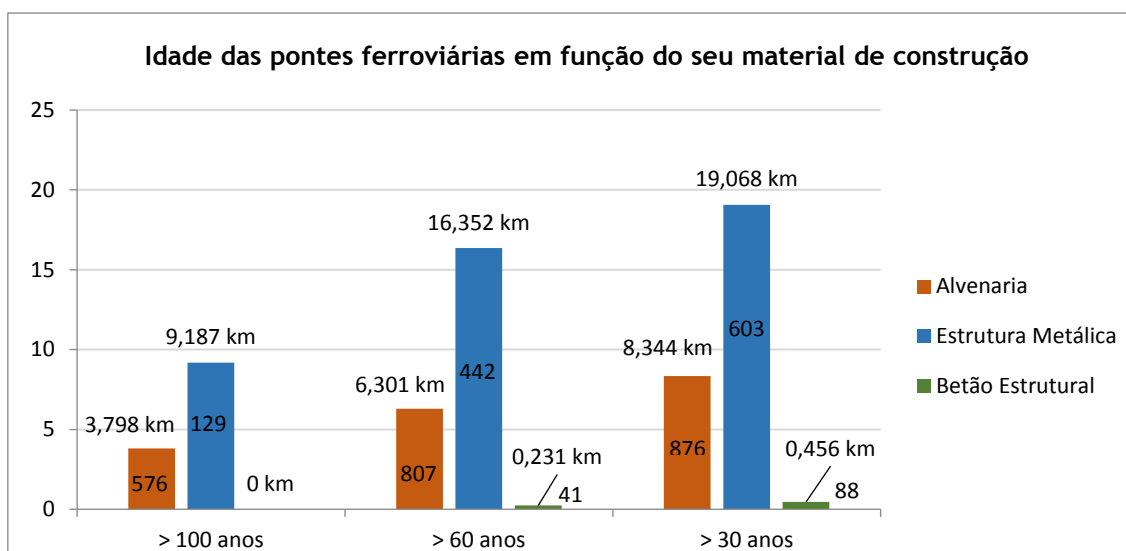


Gráfico 2.3 - Evolução das pontes no tempo em função do seu material de construção (adaptado de [2])

Verifica-se ainda um crescimento global das pontes com mais de 30 anos, sendo que as de estrutura metálica apresentam uma evolução de aproximadamente 27%, comparativamente às pontes com mais de 60 anos, já as de alvenaria apenas aumentaram cerca de 8%. As pontes de betão cresceram mais de 50%, deixando antever o futuro das pontes ferroviárias.

2.4.4.2 Exemplos de intervenções

Grande parte das pontes metálicas nacionais, na sua maioria centenárias, continuam capazes de cumprir a sua função, ainda que a modernização dos sistemas de transporte seja uma realidade. Uma das principais razões para tal, diz respeito ao seu dimensionamento conservativo normal da época em que foram projetadas. A utilização de fatores de segurança elevados aquando o dimensionamento destas estruturas permite que ainda hoje seja possível continuarem em serviço.

De forma a exemplificar alguns trabalhos de reabilitação e/ou reforço em pontes nacionais, apresentam-se de seguida alguns casos de pontes metálicas, nas quais houve necessidade de intervir, quer na infraestrutura ou na superestrutura. Os exemplos apresentam aspetos distintos entre si, desta forma pretende-se demonstrar a existência de um vasto cenário de soluções para problemas relativamente comuns.

A Ponte do Zêzere 1º, integrada na Linha da Beira Baixa, foi construída em 1890 com um comprimento total de 104 m (Figura 2.29). A estrutura metálica assenta em pilares e encontros de alvenaria, forrados exteriormente por cantaria e fundados diretamente no maciço rochoso [39]. No âmbito de inspeções efetuadas às pontes ferroviárias da Linha da Beira Baixa, foram detetadas algumas anomalias nas fundações imersas desta ponte [39]. Tendo em vista a reparação dos danos a ponte foi alvo de intervenções de reabilitação e reforço. Os principais trabalhos consistiram no encamisamento de um pilar, encamisamento dos pegões de dois pilares, substituição dos aparelhos de apoio fixos e reabilitação dos aparelhos de apoio móveis,

reforço do encontro de saída com tirantes de aço inox e reabilitação geral das alvenarias através da selagem de juntas [39].



Figura 2.29 - Reforço da Ponte do Zêzere 1º, Linha da Beira Baixa, 2015 (adaptado de [39])

Um outro caso em que os trabalhos de conservação realizados são exemplo, refere-se à Ponte Ferroviária de Foz Tua (Figura 2.30). Esta ponte data de 1882, constituída por uma estrutura metálica treliçada, com comprimento de 170 m divididos em seis vãos [40]. O tabuleiro apoia sobre cinco pilares de alvenaria de pedra de granito emparelhada, sendo que três são fundados no leito do rio, enquanto os outros dois são fundados sobre as margens (leito de cheia). Ao longo dos anos de serviço a referida ponte contou com várias intervenções em que se destaca o reforço do tabuleiro em 1986 e o reforço das fundações em 2015 [40].



Figura 2.30 - Ponte ferroviária sobre a Foz do Rio Tua, Linha do Douro, 2015 (adaptado de [40])

A primeira grande intervenção na Ponte de Foz Tua foi realizada ao nível do tabuleiro, para tal foi necessário verificar a segurança de todos os elementos estruturais. No que se refere às longarinas, estes elementos foram reforçados com chapas de banzo, colocadas superiormente e inferiormente. Foram também aplicadas chapas horizontais de continuidade entre longarinas ao nível dos seus banzos superiores. O reforço das carlingas foi semelhante ao das longarinas, aplicando uma chapa de reforço nos seus banzos superiores e inferiores, tendo sido ainda reforçada a ligação das cantoneiras à alma com a aplicação de novos rebites. O projeto de reforço contemplou também a adoção de um contraventamento entre longarinas, tendo por objetivo o aumento da estabilidade e a absorção de esforços resultantes de cargas horizontais

(ex: forças de lacete). Foi ainda introduzido um contraventamento de frangem, este foi aplicado entre longarinas e banzos superiores das vigas principais, tornando a transmissão de esforços de frenagem mais eficiente.

A construção da Barragem de Foz Tua levou a que a ponte ferroviária fosse novamente intervencionada. A barragem localiza-se no rio Tua, sendo que as estruturas de saída dos caudais turbinados situam-se a 500 m de montante da referida ponte [40]. Dadas as alterações significativas no curso de água, como o rebaixamento do leito do rio, em que a escavação atingiu cotas inferiores à das bases originais dos pilares, foi necessário reforçar as fundações dos três pilares centrais. O referido reforço foi materializado através de uma cortina de estacas encastradas no maciço de fundação em torno de cada pilar, a cortina é travada na sua parte superior por uma viga de coroamento em conjunto com quatro tirantes passivos horizontais em aço que atravessam o pilar e são amarrados na respetiva viga [40]. Foi ainda necessário após a conclusão do processo de escavação, proteger a fundação de um pilar de extremidade da erosão e ainda proteger os maciços de fundação dos três pilares centrais.

Um último exemplo de intervenção refere-se ao alargamento e reforço da Ponte D. Luiz sobre o rio Tejo, em Santarém. As sobrecargas de cálculo adotadas no seu dimensionamento eram modestas - 2000 kg por metro linear de tabuleiro, sem qualquer coeficiente dinâmico. Diversos fatores impuseram o alargamento e reforço da obra de arte, como por exemplo a reduzida largura da faixa de rodagem e a limitação imposta às sobrecargas de tráfego circulante [22]. Para o efeito foi proposta uma solução que aproveita a superestrutura metálica da ponte, concebendo um tabuleiro de betão armado pré-esforçado que apoia apenas nas prumadas das vigas principais. Havia então que reforçar estas últimas, para o acréscimo de cargas permanentes do novo tabuleiro bem como as novas sobrecargas. A solução passou pela montagem de varões de aço de alta resistência, fortemente tracionados com a capacidade de suportar a carga permanente, incluindo a antiga estrutura metálica. Refere-se ainda que o esforço nos varões de pré-esforço exterior é transmitido aos pilares e encontros através de “bielas” de betão armado, não sobrecarregando a estrutura metálica nem os aparelhos de apoio.

A maioria das pontes metálicas com anomalias estruturais têm vindo a ser recuperadas, sendo possível afirmar que entre 1980 e 1990 o volume de intervenções em pontes deste género era sensivelmente superior que na atualidade. São exemplos de intervenções a Ponte do Pinhão, Ponte do Fão, Ponte Eiffel, entre outras.

2.5 Metodologia para análise de estruturas metálicas

2.5.1 Conceitos gerais

A realização de uma intervenção de reforço deve ser precedida por uma avaliação da resposta estrutural da estrutura existente, sendo esta análise decisória para o possível avanço da intervenção. Consta-se que o processo de verificação da segurança no projeto de estruturas novas é idêntico ao realizado em estruturas antigas.

Nesta secção são apresentados de forma sintética os conceitos teóricos de base, bem como os principais modelos regulamentares aplicáveis ao cálculo de estruturas metálicas.

2.5.2 Regulamentação

A regulamentação pela qual se rege o presente documento é constituída pelo conjunto dos Eurocódigos estruturais, abrangendo os parâmetros e as metodologias adotadas em cada fase do trabalho conforme indicado de seguida:

- **Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas;**
 - NP EN 1990: Bases para o projeto de estruturas [41];
 - EN 1990 - Annex A2: Application for bridges [42];
- **Eurocódigo 1: Ações em estruturas;**
 - NP EN 1991-1-1: Ações gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios [43];
 - NP EN 1991-1-4: Ações gerais - Ação do vento [44];
 - EN 1991-2: Traffic loads on bridges [45];
- **Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço;**
 - NP EN 1993-1-1: Regras gerais e regras para edifícios [46];
 - NP EN 1993-1-8: Projeto de ligações [47];
 - NP EN 1993-1-9: Fadiga [48];
 - EN 1993-2: Steel bridges [49];
- **Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos;**
 - NP EN 1998-1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios [50];
 - EN 1998-2: Bridges [51].

2.5.3 Definição do tipo de análise

A análise de uma estrutura pode ser realizada através de uma análise global elástica ou através de uma análise global plástica. A adoção da análise global elástica baseia-se na hipótese da relação tensão-deformação do material ser linear, em qualquer ponto da estrutura independentemente do nível de tensão atuante [52]. Em termos gerais esta análise pressupõe que a tensão provocada pelas ações atuantes seja inferior à tensão de cedência. Segundo a NP EN 1993-1-1 a utilização desta análise requer as seguintes condições:

- a) Pode ser utilizada no cálculo de qualquer estrutura (isostática ou hiperestática) constituída por qualquer tipo de secção (embora com base numa secção efetiva reduzida no caso de secções de classe 4);
- b) Em vigas contínuas é permitida a redistribuição de momento até um máximo de 15%, desde que os esforços internos continuem em equilíbrio com as cargas aplicadas, as secções onde ocorre a redistribuição sejam de classe 1 ou 2 e a encurvadura lateral da viga esteja impedida;
- c) Apesar de os esforços serem obtidos através de uma análise global elástica, o dimensionamento dos elementos (dependendo da classe) pode ser efetuado com base na capacidade plástica das secções.

A análise global plástica considera os efeitos do comportamento não linear dos materiais, pressupondo a plastificação de algumas secções da estrutura, geralmente através da formação de rótulas plásticas [52]. Para esta análise é fundamental que as secções onde se formem rótulas plásticas possuam uma elevada capacidade de rotação. Segundo a NP EN 1993-1-1 a análise global plástica é aplicada nas seguintes situações:

- a) Cálculo apenas de estruturas hiperestáticas;
- b) Somente pode ser utilizada se as secções dos elementos (incluindo ligações) onde se formam rótulas plásticas tiverem a capacidade de rotação suficiente.

Este tipo de análise depende fundamentalmente do comportamento reológico do material para além do seu limite elástico, sendo que regra geral, adota-se para o aço um modelo de comportamento elasto-plástico [32].

A análise de esforços e deslocamentos pode ser realizada de duas formas: análise de primeira ordem ou de segunda ordem. Na análise de primeira ordem os esforços internos e os deslocamentos são obtidos a partir da geometria inicial sem deformações na estrutura, enquanto na análise de segunda ordem os esforços internos são influenciados pela configuração deformada da estrutura [46].

2.5.4 Classificação de secções

A classificação das secções transversais dos elementos estruturais revela a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma secção são influenciadas por fenómenos de encurvadura local. Se numa secção compacta as zonas comprimidas podem plastificar completamente, numa secção esbelta tal poderá não acontecer devido a fenómenos de encurvadura localizada [32].

De acordo com a NP EN 1993-1-1 as secções avaliam-se em função da sua capacidade de rotação e capacidade resistente para formar uma rótula plástica. A Figura 2.31 apresenta o diagrama momento-flexão, demonstrando generalizadamente o comportamento típico de cada uma das

classes. O eixo das ordenadas representa o respetivo momento fletor, visualizando-se na linha a tracejado o nível do momento elástico M_{el} e do momento plástico M_{pl} .

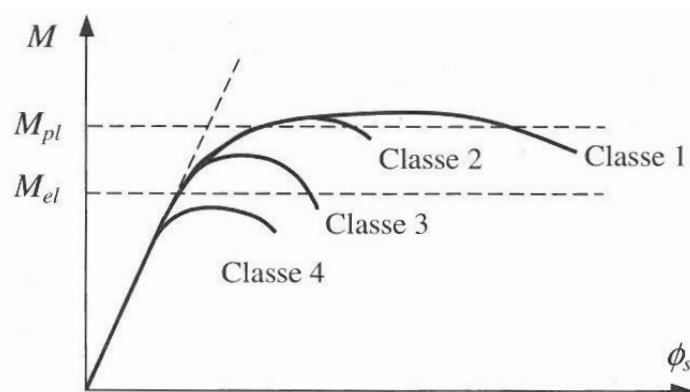


Figura 2.31 - Comportamento de secções à flexão (adaptado de [32]).

De acordo com a NP EN 1993-1-1 são definidas quatro classes para a avaliação das secções transversais:

- **Classe 1** - Secções com possibilidade de formação de uma rótula plástica, evidenciando uma capacidade de rotação suficiente para a realização de uma análise plástica, sem redução da sua capacidade resistente;
- **Classe 2** - Secções com capacidade de rotação suficiente para a realização de uma análise plástica (podendo, por isso, calcular-se o momento plástico) mas possuem uma capacidade de rotação limitada devido a problemas de encurvadura local;
- **Classe 3** - Secções que apenas permitem uma distribuição elástica de tensões podendo atingir-se a valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
- **Classe 4** - Secções nas quais ocorrem fenómenos de encurvadura local, impedindo que seja atingida a tensão de cedência nas zonas mais comprimidas da secção.

A classificação de uma secção baseia-se na relação entre a largura (c) e espessura (t) dos componentes total ou parcialmente comprimidos (alma e banzos), nos esforços atuantes (esforço axial e momento fletor) e na classe do aço, segundo a secção 5.5 da NP EN 1993-1-1.

A classe de uma secção é dada pela maior classe obtida para os elementos comprimidos que a constituem, estando desta forma do lado da segurança [32]. Em secções em I ou H e tubulares retangulares distinguem-se dois tipos de componentes comprimidos: componentes internos (Tabela 2.3) e banzos em consola (Tabela 2.4), sendo que as cantoneiras e as secções tubulares circulares devem ser classificadas de acordo com a Tabela 2.5. Nestas tabelas as várias colunas referem-se aos tipos de esforços atuantes na componente em causa, refere-se ainda que a classe do aço é contabilizada através do parâmetro $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$, sendo f_y a tensão de cedência do aço em N/mm².

A verificação da segurança de estruturas com secções transversais de classe 4 apresenta uma maior complexidade comparativamente a secções de classe 1, 2 ou 3, uma vez que ocorre encurvadura local da secção antes de se atingir a tensão de cedência do aço num ou mais pontes da secção [46].

Tabela 2.3 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes internos (adaptado de [46])

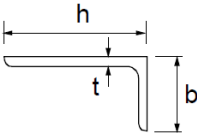
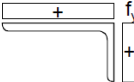
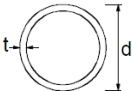
Componentes internos comprimidos						
						Eixo de flexão
						Eixo de flexão
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão		Componente solicitado à flexão e à compressão		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$		quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \varepsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$		quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \varepsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \varepsilon}{\alpha}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$		quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$ ^{*)} : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

^{*)} $\psi \leq -1$ aplica-se quando a tensão de compressão $\sigma \leq f_y$ ou quando a extensão de tracção $\epsilon_y > f_y/E$.

Tabela 2.4 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes em consola (adaptado de [46])

Banzos em consola							
Secções laminadas				Secções soldadas			
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão					
		Extremidade comprimida			Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)							
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$			$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$			$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão negativa)							
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ ver a EN 1993-1-5					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460	
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	

Tabela 2.5 - Limites máximos das relações largura-espessura em cantoneiras e secções tubulares (adaptado de [46])

Consultar também “Banzos em consola” (ver página 2 de 3)		<div>Cantoneiras</div> 		Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes		
Classe	Secção comprimida					
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
<div>Secções tubulares</div> 						
Classe	Secção em flexão e/ou compressão					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
NOTA: Para $d/t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Na secção 5.5 da NP EN 1993-1-1 são ainda previstas algumas exceções ao procedimento geral descrito anteriormente, como por exemplo:

- Uma secção transversal com a alma de classe 3 e os banzos de classe 1 ou 2, pode ser classificada como uma secção de classe 2, desde que seja adotada uma área efetiva reduzida para a alma, avaliada de acordo com a secção 6.2.2.4 da referida norma;
- Quando no cálculo de uma secção transversal se considera que a alma apenas contribui para a resistência à flexão e ao esforço normal, a secção pode ser classificada como sendo da classe 2, 3 ou 4, apenas em função da classe dos banzos.

As secções transversais constituídas por perfis laminados a quente (HEA, HEB, IPE, etc...) regra geral pertencem às classes 1, 2 ou 3. As secções transversais de classe 4 são habituais em secções enforcadas a frio ou em secções com banzos soldados às almas (perfis de alma cheia).

As secções de classe 4 são caracterizadas pelo facto de os fenómenos de instabilidade local impedirem que se desenvolva toda a capacidade elástica resistente da secção. De modo a evitar a consideração explícita destes fenómenos, a NP EN 1993-1-1 permite que a avaliação da resistência seja realizada com base numa secção efetiva reduzida, onde se desconta a área das partes suscetíveis de instabilizar localmente. Na Figura 2.32 e Figura 2.33 são representadas as áreas efetivas de uma secção em U sujeita a esforço axial de compressão e de uma secção em I sujeita a momento fletor, respetivamente (às áreas a deduzir são indicadas a cheio).

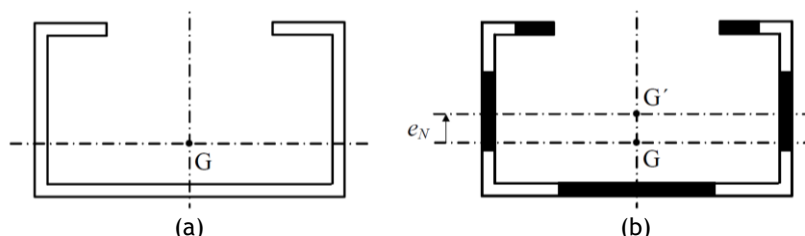


Figura 2.32 - Secção transversal de classe 4 submetida a esforço axial de compressão: (a) Secção transversal total; (b) Secção transversal efetiva (adaptado de [32])

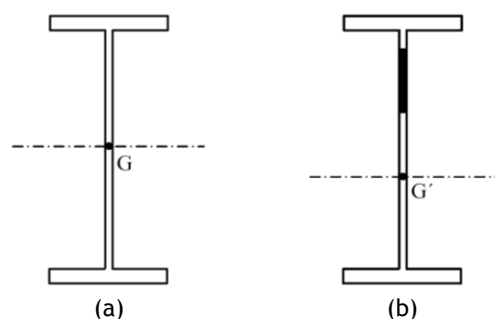


Figura 2.33 - Secção transversal de classe 4 submetida a momento fletor: (a) Secção transversal total; (b) Secção transversal efetiva (adaptado de [32])

A definição da secção efetiva de uma secção de classe 4 pode conduzir a uma alteração da posição do centro de gravidade e consequentemente do eixo neutro, esta alteração provoca um acréscimo de esforço referente a um momento fletor dado por $\Delta M = e_N N$.

Por último refere-se que a classificação de secções transversais torna-se importante para a análise e dimensionamento de estruturas metálicas, cujas razões são [32]:

- a) Seleção do tipo de análise da estrutura, entre elástica ou plástica;
- b) Decisão acerca do tipo de verificação da resistência das secções transversais dos elementos (plástica ou elástica, com base na secção bruta ou na secção efetiva reduzida);
- c) Decisão acerca do tipo de interação (elástica ou plástica) a utilizar na verificação da estabilidade de elementos submetidos a flexão composta.

2.5.5 Verificação da segurança estrutural

2.5.5.1 Considerações gerais

A análise global de esforços e deslocamentos numa estrutura metálica depende essencialmente das suas características de deformabilidade e rigidez, da estabilidade global e local, do comportamento das secções transversais, do comportamento das ligações, das imperfeições e da deformabilidade dos apoios [32].

Um elemento estrutural pode suportar esforços de tração, compressão, esforço transversal e flexão. Estas solicitações podem atuar isoladamente ou em conjunto. As situações mais frequentes de esforços combinados são as seguintes:

- Flexão simples (Momento fletor + Esforço transversal)
- Flexão desviada (Dois momentos fletores)
- Flexão composta (Momento fletor + Esforço axial)
- Flexão desviada composta (Dois momentos fletores + Esforço axial)

2.5.5.2 Critérios gerais de dimensionamento

A verificação da resistência das secções transversais dos elementos metálicos baseia-se na comparação do valor de cálculo do efeito de uma ação com o valor de cálculo da resistência correspondente.

Nesta secção são apresentados os princípios teóricos básicos, bem como as regras de cálculo regulamentares (segundo a NP EN 1993-1-1) referentes à verificação da resistência das secções transversais.

- **Dimensionamento de elementos à tração**

Os elementos estruturais metálicos solicitados a esforços axiais de tração devem verificar a condição indicada em (2.1). Um elemento solicitado exclusivamente a esforços de tração fica submetido a um estado uniaxial de tensão, sendo a área da secção transversal a propriedade geométrica com maior relevância na verificação de segurança [32].

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.1)$$

em que:

N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço axial de tração atuante;

$N_{t,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço axial de tração resistente.

O valor de cálculo do esforço axial de tração resistente é dado pelo menor valor entre $N_{pl,Rd}$ (Equação (2.2)) e $N_{u,Rd}$ (Equação (2.3)), sendo que o segundo corresponde a secções com furos.

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.2)$$

em que:

$N_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo da resistência plástica da secção bruta;

A - Área total da secção transversal;

f_y - Tensão de cedência do aço;

γ_{M0} - Coeficiente parcial de segurança, definido pela NP EN 1993-1-1.

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2.3)$$

em que:

$N_{u,Rd}$ - Valor de cálculo da resistência última da secção útil na zona com furos de ligação;

A_{net} - Área útil da secção transversal na zona dos furos;

f_u - Tensão de última do aço;

γ_{M2} - Coeficiente parcial de segurança, definido pela NP EN 1993-1-1.

Um dos aspetos condicionantes em elementos tracionados é a existência de furos, neste caso deve ser calculada uma área útil A_{net} , onde se descontam os furos existentes na secção crítica.

- **Dimensionamento de elementos à compressão**

A resistência de secções transversais de elementos axialmente comprimidos é verificada segundo a NP EN 1993-1-1, através da seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.4)$$

em que:

N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço axial de compressão atuante;

$N_{c,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço axial de compressão resistente.

O valor de cálculo do esforço axial de compressão é dependente do tipo de classe da secção, sendo determinado do seguinte modo:

Secções de classe 1, 2 ou 3

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.5)$$

Secções de classe 4

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.6)$$

em que:

A - Área total da secção transversal;

A_{eff} - Área efetiva da secção transversal de classe 4;

f_y - Tensão de cedência do aço;

γ_{M0} - Coeficiente parcial de segurança, definido pela NP EN 1993-1-1.

Os furos das ligações nos elementos comprimidos não necessitam de ser considerados, desde que se encontrem preenchidos com os respetivos elementos de ligação, exceto nos casos de furos sobredimensionados ou ovalizados [46].

O esforço de compressão pode levar a fenómenos de encurvadura. Este fenómeno caracteriza-se pela ocorrência de grandes deformações ortogonais ao eixo longitudinal, causando instabilidade quer local ou global. Em estruturas metálicas a encurvadura assume particular importância, uma vez que devido à elevada resistência do aço os elementos estruturais apresentam em geral esbeltezas elevadas [32].

Com base na teoria da estabilidade elástica, pode deduzir-se a carga crítica elástica (carga crítica de Euler) que corresponde à carga axial máxima que um elemento consegue suportar sem estabilizar, ou de outro modo, refere-se ao valor do esforço axial para o qual o elemento passa a exibir deformações não exclusivamente axiais [32]. Na Figura 2.34 é ilustrado de forma simplificada o fenómeno de encurvadura numa peça comprimida, isenta de imperfeições.

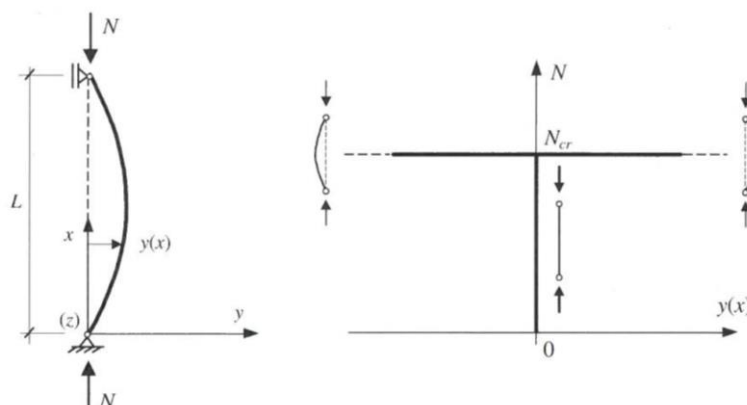


Figura 2.34 - Encurvadura de um elemento bi-rotulado - Barra ideal de Euler (adaptado de [32])

A carga crítica corresponde ao ponto de bifurcação de equilíbrio, este fenómeno denominado por encurvadura devida a compressão em modo de flexão, é também designado usualmente de encurvadura por flexão.

Através da resolução de uma equação diferencial, considerando o elemento bi-rotulado apresentado anteriormente e com base em várias hipóteses, foi possível deduzir a expressão referente à carga crítica, tal como se demonstra na Equação (2.7) [32].

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2.7)$$

em que:

EI - Rigidez de flexão da secção transversal do elemento;

L - Comprimento de encurvadura.

Pode-se concluir que num determinado elemento a resistência à encurvadura depende da rigidez de flexão da secção transversal, do seu comprimento e das respetivas condições de apoio.

Em elementos estruturais cujas condições de apoio são diferentes da barra ideal de Euler, (Figura 2.34), a generalização do conceito de carga crítica pode ser obtida através da equação (2.7), substituindo o comprimento real L , pelo comprimento de encurvadura L_E . Para efeitos práticos e de modo a evitar a resolução de equações diferenciais sempre que as condições de apoio se alterem, apresenta-se na Figura 2.35 diversos modelos com diferentes condições de apoio com os respetivos comprimentos de encurvadura.

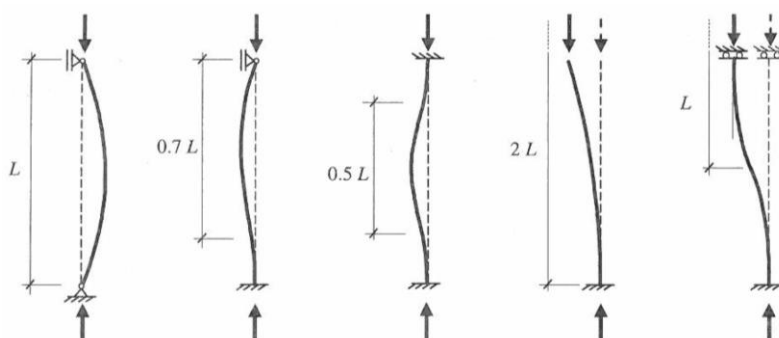


Figura 2.35 - Comprimento de encurvadura L_E em função do comprimento real L (adaptado de [32])

Considerando que o valor da carga crítica é conhecido, o comprimento de encurvadura de um elemento genérico i é dado pela seguinte equação:

$$L_{E,i} = \pi \sqrt{\frac{EI}{N_i}} \quad (2.8)$$

em que:

EI - Rigidez de flexão da secção transversal do elemento;

N_i - Esforço axial no elemento i , correspondente à carga crítica.

Nos elementos comprimidos deve ser verificada a sua resistência em relação à encurvadura, sendo esta baseada nas curvas europeias de dimensionamento à encurvadura. O valor de cálculo

do esforço axial resistente à encurvadura do elemento comprimido por influência da flexão é dado por:

Secções de classe 1, 2 ou 3

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (2.9)$$

Secções de classe 4

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (2.10)$$

em que:

A - Área total da secção transversal;

A_{eff} - Área efetiva da secção transversal de classe 4;

χ - Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante;

γ_{M1} - Coeficiente parcial de segurança, definido pela NP EN 1993-1-1.

O coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante é definido de acordo com a equação seguinte.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \quad \chi \leq 1,0 \quad (2.11)$$

em que:

$\bar{\lambda}$ - Coeficiente de esbelteza normalizada.

$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$, onde α representa o fator de imperfeição generalizado e $\bar{\lambda}$ corresponde ao coeficiente de esbelteza normalizada.

O coeficiente de esbelteza normalizada é dado por:

Secções de classe 1, 2 ou 3

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_E}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (2.12)$$

Secções de classe 4

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_E}{i} \frac{\sqrt{A_{eff}/A}}{\lambda_1} \quad (2.13)$$

em que:

N_{cr} - Carga crítica elástica (Carga crítica de Euler);

L_E - Comprimento de encurvadura no plano de encurvadura considerado;

i - Raio de giração da secção em relação ao eixo de secção apropriado;

$\lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y} = 93,9\varepsilon$, sendo $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ com f_y em N/mm².

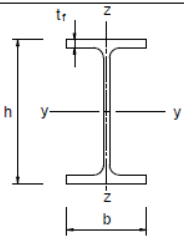
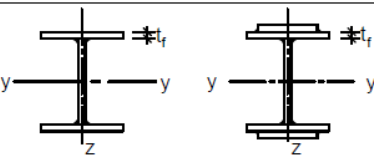
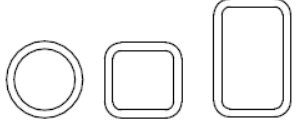
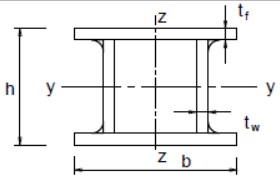
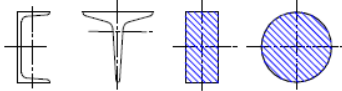
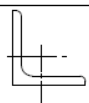
As imperfeições reais dos elementos estruturais (falta de linearidade, tensões residuais, entre outras) são consideradas no processo de dimensionamento à compressão através do fator de imperfeição α , que toma os valores apresentados na Tabela 2.6, dependendo do tipo de curva de encurvadura adotada. Para casos em que a esbelteza $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou $N_{Ed}/N_{cr} < 0,04$ a verificação à encurvadura pode ser desprezada, sendo apenas necessário efetuar as verificações de segurança das secções transversais [46].

Tabela 2.6 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura

Curva de encurvadura	a_0	a	b	c	d
Fator de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

O fator de imperfeição α depende da geometria das secções transversais, do processo de fabrico e do plano de encurvadura condicionante [32], conforme se apresenta na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (adaptado de [46])

Secção transversal		Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Perfis I soldados		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y-y z-z	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y-y z-z	c d
Secções tubulares		acabadas a quente		qualquer	a a ₀
		enformadas a frio		qualquer	c c
Secções em caixão soldadas		em geral (excepto como abaixo indicado)		qualquer	b b
		soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		qualquer	c c
Perfis U, T e secções cheias				qualquer	c c
Cantoneiras				qualquer	b b

As curvas europeias de dimensionamento à encurvadura são traduzidas matematicamente pela equação (2.11) e ilustradas graficamente pela Figura 2.36.

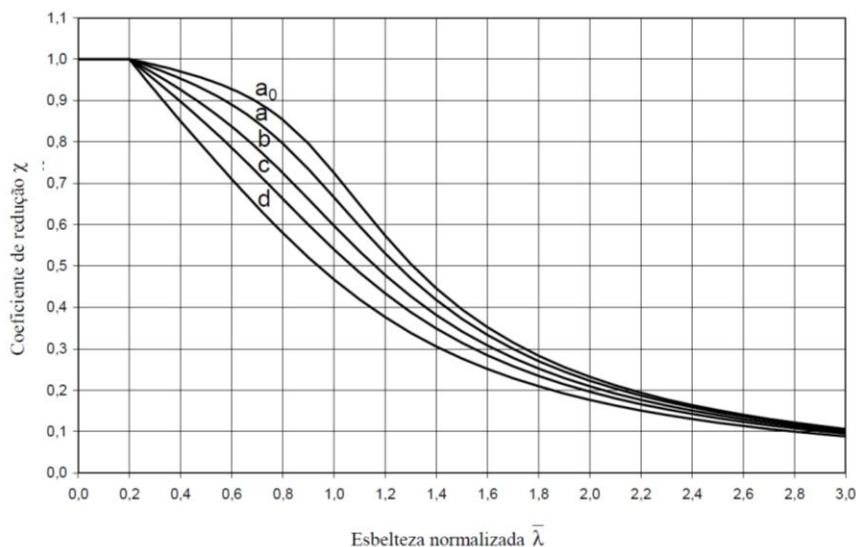


Figura 2.36 - Curvas de encurvadura (adaptado de [46])

Para os elementos submetidos a esforços de compressão, tendo em conta as condições de apoio, eventuais contraventamentos e fenómenos de encurvadura, devem utilizar-se secções que maximizem o raio de giração mínimo, logo o tipo de secções geralmente utilizadas são do tipo H (em detrimento dos perfis em I), secções fechadas ocas, ou secções compostas [32].

- **Dimensionamento à flexão**

A verificação da segurança de uma secção submetida a esforços de flexão, segundo a NP EN 1993-1-1 é realizada através da seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.14)$$

em que:

M_{Ed} - Valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{c,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente.

O momento de cálculo resistente, segundo um dos eixos principais da secção é determinado da seguinte forma:

Secções de classe 1 ou 2

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.15)$$

Secções de classe 3

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.16)$$

Secções de classe 4

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.17)$$

em que:

W_{pl} - Módulo de flexão plástico;

$W_{el,min}$ - Módulo de flexão elástico mínimo;

$W_{eff,min}$ - Módulo de flexão elástico mínimo da secção efetiva reduzida.

f_y - Tensão de cedência do aço;

γ_{M0} - Coeficiente parcial de segurança, assumindo o valor de 1,0 [46].

Os esforços de flexão podem ocorrer em conjunto, ou seja, segundo duas direções, assim torna-se necessário verificar a segurança em relação à flexão desviada. Esta pode ser verificada através de formulas de interação plástica para secções de classe 1 e 2 ou por fórmulas de interação elástica em secções de classe 3 e 4, de acordo com a secção 6.2.9 da NP EN 1993-1-1.

Secções de classe 1 ou 2

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0 \quad (2.18)$$

em que:

$M_{pl,y,Rd}$ - Momento plástico resistente em torno de y;

$M_{pl,z,Rd}$ - Momento plástico resistente em torno de z;

α e β - Parâmetros dependentes da forma da secção transversal.

Os parâmetros α e β podem tomar conservativamente o valor de 1,0 [46], em alternativa de acordo com a NP EN 1993-1-1 podem tomar o valor de $\alpha = 2$ e $\beta = 1$ para secções do tipo I ou H, $\alpha = \beta = 2$ para secções tubulares circulares e $\alpha = \beta = 1,66$ para secções tubulares retangulares.

Secções de classe 3 e 4

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.19)$$

em que:

$\sigma_{x,Ed}$ - Tensão normal máxima avaliada através da teoria elástica, com base na secção bruta em secções de classe 3 e numa secção efetiva reduzida em secções de classe 4.

- **Dimensionamento ao esforço transversal**

Tendo por base uma distribuição elástica de tensões tangenciais numa secção em I, verifica-se que a maioria das tensões desenvolve-se na alma do perfil, zona essa onde as tensões normais devido ao momento fletor são mais reduzidas (Figura 2.37). A NP EN 1993-1-1 recomenda sempre que possível, que a verificação da resistência ao esforço transversal de uma secção metálica seja avaliada de acordo com uma distribuição plástica de tensões tangenciais,

assumindo que essas tensões são resistidas apenas pela alma da secção, segundo um diagrama de tensões uniforme [32].

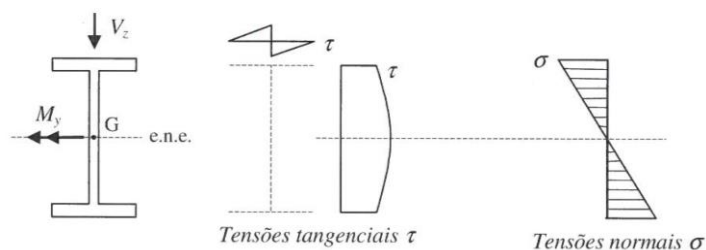


Figura 2.37 - Distribuição elástica de tensões normais e de tensões tangenciais numa secção em I (adaptado de [32])

A verificação de segurança em relação ao esforço transversal deve respeitar a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.20)$$

em que:

V_{Ed} - Valor de cálculo do esforço transversos atuante;

$V_{c,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço transversal resistente.

Considerando um dimensionamento plástico o valor de cálculo do esforço transversal resistente $V_{c,Rd}$, é dado pelo valor da resistência plástica ao esforço transversal $V_{pl,Rd}$, determinando-se conforme a equação seguinte:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (2.21)$$

em que:

A_v - Área de corte.

f_y - Tensão de cedência do aço;

γ_{M0} - Coeficiente parcial de segurança, assumindo o valor de 1,0 [46].

A área de corte corresponde aproximadamente à área das partes da secção paralelas à direção do esforço transversal. Como exemplo representa-se na Figura 2.38 a área de corte para uma secção transversal em I, sujeita ao esforço transversal segundo o eixo z.

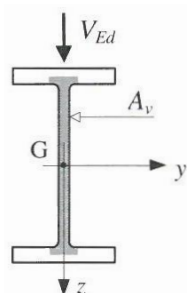


Figura 2.38 - Área de corte de uma secção transversal em I (adaptado de [32])

A NP EN 1993-1-1 indica diversas expressões para o cálculo da área de corte, dependendo do tipo de secção transversal e aplicação da carga, tal como se segue de seguida. Refere-se ainda que usualmente os fabricantes de perfis metálicos especificam esta área nos seus catálogos.

- a) Secções laminadas em I e H, carga paralela à alma:

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \text{ mas não inferior a } \eta \times h_w \times t_w \quad (2.22)$$

- b) Secções laminadas em U, carga paralela à alma:

$$A - 2bt_f + (t_w + r)t_f \quad (2.23)$$

- c) Secções em T, carga paralela à alma:

$$\text{Secções laminadas: } A - bt_f + (t_w + 2r)\frac{t_f}{2} \quad (2.24)$$

$$\text{Secções soldadas: } t_w \left(h - \frac{t_f}{2} \right) \quad (2.25)$$

- d) Secções soldadas em I, H e em caixão, carga paralela à alma:

$$\eta \sum (h_w \times t_w) \quad (2.26)$$

- e) Secções soldadas em I, H, U e em caixão, carga paralela aos banzos:

$$A - \sum (h_w \times t_w) \quad (2.27)$$

- f) Secções laminadas retangulares tubulares de espessura uniforme,

$$\text{Carga paralela à altura: } Ah(b + h) \quad (2.28)$$

$$\text{Carga paralela à largura: } Ab(b + h) \quad (2.29)$$

- a) Secções circulares tubulares e tubos de espessura uniforme:

$$2A/\pi \quad (2.30)$$

em que:

A - Área da secção transversal;

b - Largura total;

h - Altura total;

h_w - Altura da alma;

t_f - Espessura do banzo;

t_w - Espessura da alma;

r - Raio de concordância;

η - Coeficiente definido na EN 1993-1-5, que conservativamente pode ser considerado igual a 1,0 [32].

No caso de almas sem reforços intermédios, deve ser ainda verificada a sua resistência à encurvadura por esforço transversal, caso a secção transversal satisfaça a seguinte condição:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (2.31)$$

em que:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$$

- **Combinação de flexão com esforço transversal (M+V) - Flexão Simples**

No caso de uma secção estar sujeita a esforço de flexão em conjunto com esforço transversal, o momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$, deve ser reduzido em função do valor do esforço transversal. Para valores pequenos de esforço transversal a redução é pouco significativa, como se observa pelas curvas de interação da Figura 2.39. A redução é também compensada pelo endurecimento do aço, assim, de acordo com a NP EN 1993-1-1 admite-se que para valores baixos de esforço transversal não é necessário reduzir o momento plástico resistente.

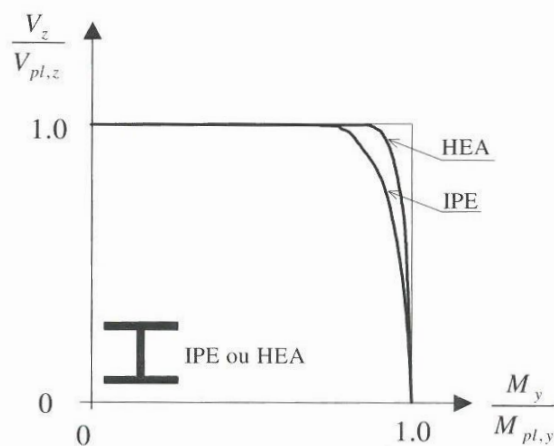


Figura 2.39 - Interação momento fletor - Esforço transversal em secções em I e H (adaptado de [32])

No que diz respeito à interação entre o momento fletor e esforço transversal a NP EN 1993-1-1 estabelece os seguintes critérios (secção 6.2.8):

Caso o esforço transversal seja inferior a metade do esforço transversal resistente plástico ($V_{Ed} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$), o seu efeito sobre o momento fletor resistente poderá ser desprezado, ou seja, não é necessário reduzir o valor de cálculo do momento fletor resistente $M_{c,Rd}$, exceto quando a resistência é condicionada pela encurvadura da alma por esforço transversal.

Caso o esforço transversal seja superior a metade do esforço transversal resistente plástico ($V_{Ed} > 0,5 V_{pl,Rd}$), o valor de cálculo do momento fletor resistente deve ser reduzido para $M_{V,Rd}$, avaliado com uma tensão de cedência reduzida dada por $(1 - \rho)f_y$ ao longo da área de corte da secção transversal, sendo:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (2.32)$$

No caso de secções transversais com banzos iguais (secções em I ou H) sujeitas a flexão em torno do eixo principal (eixo de maior inércia), o valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido $M_{y,V,Rd}$, tendo em conta o esforço transversal, pode ser determinado, através da seguinte equação:

$$M_{y,V,Rd} = \left(W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right) \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \quad \text{mas} \quad M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (2.33)$$

em que:

$$A_w = h_w \times t_w;$$

$M_{y,c,Rd}$ - Momento fletor plástico resistente.

- **Combinação de flexão com esforço axial (M+N) - Flexão Composta**

O comportamento dos elementos estruturais sujeitos a flexão composta resulta da combinação dos efeitos de flexão e de esforço axial. As expressões regulamentares adotadas pela NP EN 1993-1-1 baseiam-se em fórmulas de interação flexão-esforço axial, calibradas com base em resultados experimentais e numéricos, onde se verifica que a função final dependerá da influência de cada esforço interno N , M_y e M_z . A resistência das secções transversais é obtida com base na sua capacidade plástica (em secções de classe 1 ou 2) ou elástica (em secções de classe 3 ou 4).

Secções de classe 1 e 2

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (2.34)$$

em que:

M_{Ed} - Valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{N,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido devido ao esforço axial N_{Ed} .

No caso de secções retangulares maciças, $M_{N,Rd}$ deverá ser determinado de acordo com:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (2.35)$$

em que:

$M_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor plástico resistente;

No caso de secções duplamente simétricas com banzos em I ou H, a NP EN 1993-1-1 estabelece os seguintes critérios:

- Não é necessário reduzir o valor de cálculo do momento fletor plástico resistente em torno de y se forem verificadas as seguintes condições:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad (2.36)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.37)$$

- Não é necessário reduzir o valor de cálculo do momento fletor plástico resistente em torno de z se for verificada a condição:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.38)$$

Em secções em I ou H laminadas ou soldadas de banzos iguais, quando não for necessário tomar em consideração os furos das ligações, os valores de cálculo dos momentos fletores plásticos resistentes reduzidos devido ao esforço axial, $M_{N,y,Rd}$ e $M_{N,z,Rd}$ em torno dos eixos y e z, respetivamente podem ser obtidos através das seguintes equações:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5 a} \quad \text{mas} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (2.39)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,y,Rd} \quad \text{se} \quad n \leq a \quad (2.40)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{se} \quad n > a \quad (2.41)$$

em que:

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd};$$

$$a = (a - 2bt_f)/A \quad \text{mas} \quad a \leq 0,5$$

Para as secções retangulares tubulares laminadas ou soldadas (não sendo necessário tomar em consideração eventuais furos das ligações), os valores de cálculo dos momentos fletores plásticos resistentes reduzidos, em torno dos eixos y e z, podem ser obtidos através das seguintes equações:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5 a_w} \quad \text{mas} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (2.42)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{1-n}{1-0,5 a_f} \quad \text{mas} \quad M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (2.43)$$

em que:

$$a_w = (A - 2bt)/A \quad \text{mas} \quad a_w \leq 0,5 \quad \text{para secções tubulares};$$

$$a_w = (A - 2bt_f)/A \quad \text{mas} \quad a_w \leq 0,5 \quad \text{para secções tubulares soldadas};$$

$$a_f = (A - 2ht)/A \quad \text{mas} \quad a_f \leq 0,5 \quad \text{para secções tubulares};$$

$$a_f = (A - 2ht_w)/A \quad \text{mas} \quad a_f \leq 0,5 \quad \text{para secções em caixão soldadas}.$$

Em secções submetidas a flexão composta desviada, a interação de esforços pode ser verificada através do seguinte critério:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0 \quad (2.44)$$

em que:

α e β - Constantes que poderão, de forma conservativa, ser consideradas iguais à unidade, ou então ser calculadas do seguinte modo:

- Secções em I ou H: $\alpha = 2; \beta = 5n$, sendo $\beta \geq 1$;
- Secções tubulares circulares: $\alpha = \beta = 2$; e $M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd}(1 - n^{1,7})$
- Secções tubulares retangulares: $\alpha = \beta = 1,66/(1 - 1,13n^2)$, mas $\alpha = \beta \leq 6$.

Secções de classe 3 e 4:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.45)$$

em que:

$\sigma_{x,Ed}$ - Tensão normal máxima, avaliada através de uma análise elástica de tensões, com base na secção total em secções de classe 3 e numa secção reduzida em secções de classe 4.

2.6 Aspetos regulamentares relativos a pontes ferroviárias

2.6.1 Considerações Gerais

Na análise e dimensionamento de pontes ferroviárias devem ser atendidas algumas especificações, as quais estão previstas na regulamentação europeia (EN1991-2 e EN1991-2 Annex A2). As ações relativas ao tráfego ferroviário dividem-se em três grupos, sendo consideradas ações verticais (associadas a efeitos estáticos), ações dinâmicas e ações horizontais. As verificações de segurança a efetuar, segundo a EN1991-2 Annex A2 têm em conta os critérios relacionados com a segurança da via e com o conforto dos passageiros.

2.6.2 Efeitos estáticos

2.6.2.1 Ações verticais de tráfego

Para simular a passagem de comboios em pontes ferroviárias a EN1991-2 estabelece cinco tipos diferentes de modelos. O modelo de carga 71 (Load Model 71), bem como o modelo de carga SW/0 aplicam-se a pontes contínuas, tendo por objetivo caracterizar o efeito estático do tráfego ferroviário normal em linhas europeias. Os valores característicos destes dois modelos podem ser multiplicados por um valor α , especificado nos anexos nacionais, atendendo ao tipo de tráfego que circula na linha. O modelo SW/2 permite caracterizar os efeitos estáticos do tráfego ferroviário pesado, sendo que o tipo de linhas em que este modelo deve ser utilizado é definido no anexo nacional ou no projeto da estrutura em questão. Para linhas ferroviárias de alta velocidade (> 200 km/h) o modelo a adotar diz respeito ao HSLM (High Speed Load Model). Por último a norma contempla o modelo “unloaded train”, cuja utilização visa verificar a estabilidade lateral das pontes com via única.

Os modelos existentes não correspondem a cargas reais, estes foram desenvolvidos para que os seus efeitos, com o incremento dinâmico correspondente, sejam superiores aos efeitos dinâmicos do tráfego real a velocidades inferiores a 200 km/h, tal como se refere mais à frente.

De seguida procede-se à sintetização e caracterização dos vários modelos de carga considerados na regulamentação.

- **Modelo de carga 71 (LM71)**

Como referido anteriormente o modelo de carga LM71 traduz o efeito estático provocado pelas cargas verticais correspondentes a um tráfego ferroviário normal. Este modelo pretende cobrir através de um sistema de cargas único os efeitos de diversas composições férreas que podem circular sobre pontes. Para tal na sua elaboração foram considerados seis comboios reais, cada um com a sua velocidade característica. Neste grupo incluem-se comboios de mercadorias, um comboio de passageiros, uma locomotiva isolada, um comboio de alta velocidade e um comboio excecional [53]. A Figura 2.40 apresenta o esquema de cargas do modelo em questão.

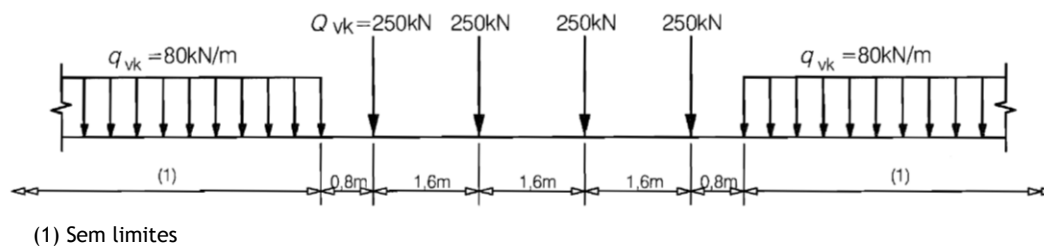


Figura 2.40 - Modelo de carga LM71: Valores característicos para as cargas verticais (adaptado de [45])

As cargas dispostas são de dois tipos, concentradas ($Q_{vk}=250$ kN) e distribuídas ($q_{vk}=80$ kN/m), podendo estas últimas tomar o comprimento que se considerar mais gravoso para a estrutura a analisar. A EN1991-2 prevê que os valores característicos das cargas sejam multiplicados por um fator α , consoante o tipo de tráfego ferroviário mais ligeiro ou mais pesado, este deve tomar os seguintes valores:

$$0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46$$

Os valores inferiores à unidade aplicam-se quando o tráfego é mais leve que o normal, utilizando os restantes para o tráfego pesado. Em linhas internacionais recomenda-se que α seja igual ou superior a 1,0.

• Modelos de carga SW/0 e SW/2

O modelo de carga SW/0 caracteriza o efeito estático das ações verticais devido ao tráfego normal em pontes contínuas. Por sua vez, o modelo de carga SW/2 pretende caracterizar os efeitos estáticos das ações verticais correspondente ao tráfego ferroviário pesado. A configuração dos modelos é idêntica, sendo que para o modelo SW/0 são consideradas duas cargas distribuídas com valor de 133 kN/m com extensão de 15,0 m, separadas de 5,3 m, enquanto no modelo SW/2 o valor característico das cargas distribuídas é de 150 kN/m com uma extensão de 25,0 m e espaçamento de 7,0 m, tal como se verifica de seguida.

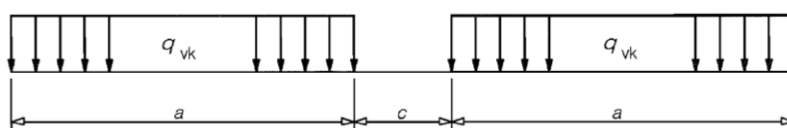


Figura 2.41 - Modelo de carga SW/0 e SW/2 (adaptado de [45])

Tabela 2.8 - Valores característicos dos modelos de carga SW/0 e SW/2 (adaptado de [45])

Load Model	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Para o modelo de carga SW/0 a EN1991-2 indica que valores característicos devem ser multiplicados pelo fator α , definido anteriormente. Refere-se ainda que estes modelos constituem alternativas para situações em que o modelo de carga LM71 não se adequa.

- **Modelo de carga HSLM**

Em linhas de alta velocidade (> 200 km/h) a ação do tráfego ferroviário deve ser simulada através de uma análise dinâmica. Os valores característicos a utilizar correspondem ao modelo de carga HSLM, este divide-se em dois tipos de modelos que representam comboios universais: HSLM-A e HSLM-B. As especificações de interoperabilidade das linhas ferroviárias de alta velocidade apresentam uma uniformização de parâmetros, o referido modelo foi desenvolvido à luz deste conceito.

- **Modelo de carga “unloaded train”**

O modelo “unloaded train” também conhecido por “comboio vazio” consiste numa carga vertical uniformemente distribuída com valor característico de $10,0$ kN/m. Este modelo é utilizado para determinadas verificações definidas na EN1990 - Annex A2. Um exemplo da sua utilização refere-se à verificação da estabilidade lateral de pontes com via única devido à ação do vento.

2.6.3 Efeitos dinâmicos

A circulação do tráfego ferroviário origina vibrações na estrutura, provocando deslocamentos e esforços superiores aqueles que seriam expectáveis num carregamento estático. A velocidade do comboio é um fator determinante na amplitude dos efeitos dinâmicos, sendo que para velocidades baixas (< 10 km/h) o comboio pode ser aproximadamente representado por uma solicitação estática, contudo o aumento de velocidade faz com que a resposta da estrutura seja variável no tempo. Para além deste fator, o comportamento dinâmico da estrutura é dependente de outros, tais como [45]:

- i) Vão da ponte bem como a correspondente linha de influência de descolamentos;
- ii) Massa e amortecimento da estrutura;
- iii) Frequências naturais da estrutura e modos de vibração associados ao longo da direção da via;
- iv) Número de eixos dos veículos, bem como o espaçamento entre eles;
- v) Variação da carga por eixo do comboio;
- vi) Irregularidades da via e defeitos dos veículos;
- vii) Presença de suportes regularmente espaçados do tabuleiro ou da via;
- viii) Fenómenos de ressonância.

A avaliação dos efeitos dinâmicos pode seguir duas vias distintas. A primeira realiza-se através de análises estáticas elásticas e lineares, contabilizando um fator dinâmico que majora os resultados obtidos. A utilização deste método requer alguns condicionantes, contudo possui a vantagem de se evitar níveis de complexidade indesejados. O segundo caso envolve a contabilização de forma direta de todas ou parte das variáveis anteriormente descritas num modelo cujo objetivo é a simulação dos efeitos dinâmicos, esta metodologia assume uma maior complexidade.

- **Fator dinâmico Φ**

O fator dinâmico Φ tem por objetivo a ampliação dinâmica dos efeitos estáticos produzidos pelos modelos de carga LM71, SW/0 ou SW/2. Na sua determinação teve-se em conta os efeitos dos seis comboios reais (incluindo os efeitos dinâmicos) descritos anteriormente [54]. Este fator não contempla fenómenos de ressonância, tornando-se necessário para tais situações a realização de uma análise dinâmica para a avaliação dos seus efeitos.

Dependendo do nível de manutenção da via a EN1991-2 define dois fatores dinâmicos (Φ_2 e Φ_3). O coeficiente Φ_3 deve utilizar-se no caso de um nível de manutenção corrente, já o coeficiente Φ_2 utiliza-se quando é exigido para a via um nível de manutenção mais exigente.

O coeficiente Φ_3 é dado por:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 \quad 1,0 \leq \Phi_3 \leq 2 \quad (2.46)$$

O coeficiente Φ_2 é dado por:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad 1,0 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (2.47)$$

Nas expressões L_Φ é o comprimento de deformabilidade para o elemento estrutural em causa, definido na Tabela 6.2 da EN1991-2. Para pontes contínuas com n vãos este comprimento é dado por:

$$L_\Phi = k \times L_m \quad (2.48)$$

$$L_m = \frac{1}{n} (L_1 + L_2 + \dots + L_n) \quad (2.49)$$

em que k depende do número de tramos da ponte, tal como se demonstra na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 - Valores de k em função do número de vãos n (adaptado de [45])

n	2	3	4	≥ 5
k	1,2	1,3	1,4	1,5

Este fator não se aplica aos modelos de carga HSLM e unloaded train. Refere-se ainda que na ausência de informação relativamente ao estado de manutenção da via deve-se adotar o fator dinâmico Φ_3 .

- **Verificação da necessidade de realização de uma análise dinâmica**

De acordo com a EN1991-2, os requisitos para a necessidade de realizar uma análise dinâmica da ponte são expressos com base num fluxograma, representado na Figura 2.42.

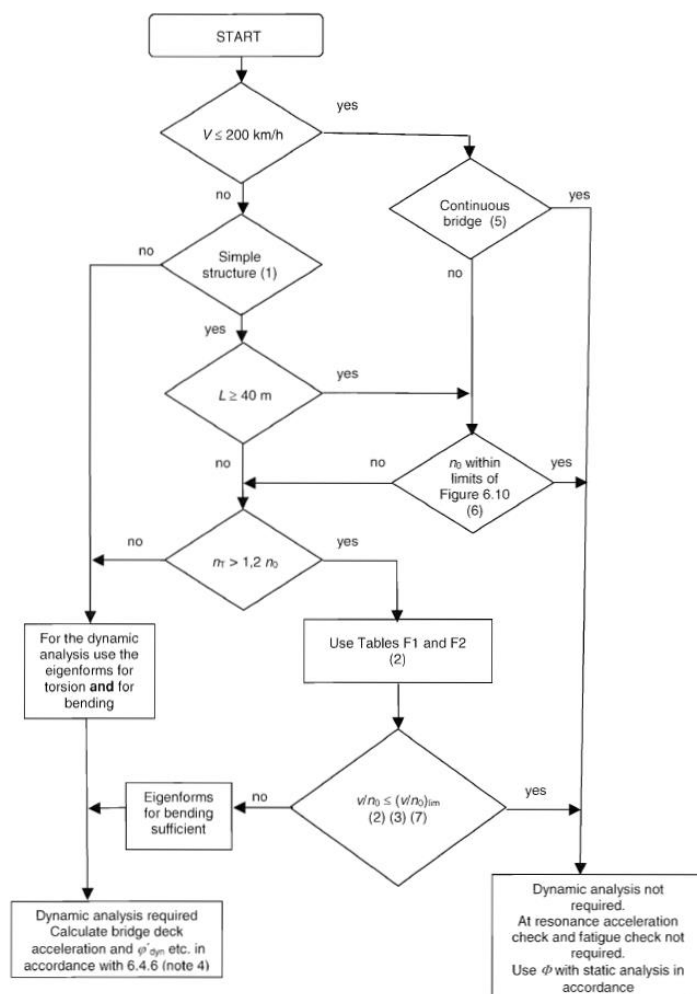


Figura 2.42 - Fluxograma para averiguar a necessidade de realização de uma análise dinâmica ou uma análise estática (adaptado de [45])

- (1) Válido para pontes simplesmente apoiadas com comportamento longitudinal de viga ou comportamento simples de laje, com enviesamento desprezável junto aos apoios rígidos;
- (2) Consultar o Anexo F da EN1991-2 para as tabelas F1 e F2 ou para os valores limite de $(v/n_0)_{lim}$;
- (3) Deverá realizar-se uma análise dinâmica caso a velocidade frequente de circulação de um comboio real iguale uma velocidade de ressonância da estrutura. Ver 6.4.6.6 e Anexo F da EN 1991-2;
- (4) φ'_{dyn} é um coeficiente de ampliação dinâmica para comboios reais dado em 6.4.6.5 (3) da EN1991-2;
- (5) Válido caso a ponte verifique os requisitos em termos de resistência e os limites de deformação dados na EN1990 - Annex A2 (A2.4.4) e a máxima aceleração das carruagens (ou dos limites de deformação associados) corresponda a um nível de conforto muito bom de acordo com a EN1990 - Annex A2;
- (6) Não é necessária a realização de uma análise dinâmica para pontes em que a primeira frequência natural (n_0) se situe dentro dos limites da Figura 2.43 e a velocidade máxima da linha no local da ponte não exceda os 200 km/h;
- (7) É necessária uma análise dinâmica para pontes em que a primeira frequência natural (n_0) exceda o limite superior (1) da Figura 2.43. Ver também 6.4.6.1.1(7) da EN1991-2.

em que:

V - Velocidade máxima da linha ferroviária no local da ponte (km/h);

L - Vão da ponte (m);

n_0 - Frequência natural correspondente ao primeiro modo de vibração de flexão vertical (Hz);

n_T - Frequência natural correspondente ao primeiro modo de vibração de torção (Hz);

v - Velocidade nominal máxima (km/h);

$(v/n_0)_{lim}$ - Limites indicados no Anexo F da EN1991-2.

Na Figura 2.43 representam-se os limites superiores e inferiores para a frequência natural da ponte, em função do seu vão (referente no fluxograma da Figura 2.42). O limite superior de n_0 (curva (1)) está associado aos efeitos dinâmicos devidos à irregularidade da via, este estabelece-se através da equação (2.50).

$$n_0 = 94,76L^{-0,748} \quad (2.50)$$

O limite inferior de n_0 (curva (2)) está relacionado com as amplificações dinâmicas, sendo obtido através da equação (2.51).

$$n_0 = \begin{cases} \frac{80}{L} & \text{para } 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m} \\ 23,58L^{-0,592} & \text{para } 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m} \end{cases} \quad (2.51)$$

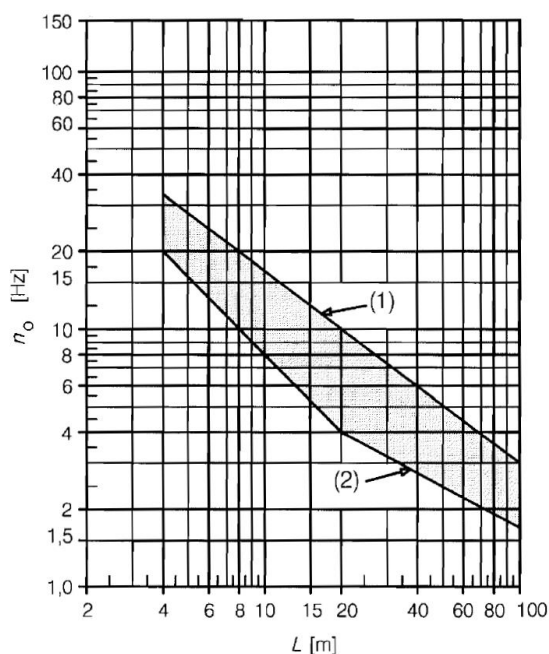


Figura 2.43 - Limites da frequência natural da ponte n_0 (Hz) em função do vão L (m) (adaptado de [45]).

A análise do fluxograma permite concluir que se pode dispensar a realização da análise dinâmica nas seguintes situações:

- i) $V \leq 200 \text{ km/h}$ e ponte contínua desde que sejam cumpridos os requisitos para um nível de conforto muito bom dos passageiros, de acordo com o especificado na EN1990 - Annex A2;
- ii) $V \leq 200 \text{ km/h}$, pontes sem continuidade e n_0 dentro dos limites especificados na Figura 2.43;
- iii) $V > 200 \text{ km/h}$, ponte com comportamento assemelhável ao de uma viga ou laje simplesmente apoiada, com vão superior a 40 m e n_0 dentro dos limites especificados na Figura 2.43.

Deste modo, para os casos descritos anteriormente é suficiente a realização de uma análise estática com base no respetivo modelo de carga, multiplicando os resultados pelo fator dinâmico Φ , definido no ponto anterior.

2.6.4 Ações horizontais de tráfego

No estudo de pontes ferroviárias consideram-se três tipos de ações horizontais provocadas pelo tráfego ferroviário. A força centrífuga, relevante em pontes com traçado do eixo não retilíneo, a força de lacete, provocada pela não regularidade que a circulação do tráfego ferroviário possui e as forças de arranque e frenagem. A quantificação destas ações foi realizada de acordo com a EN1991-2.

- **Força de lacete**

O atrito existente entre os dois rodados do comboio (que formam os *bogies*) e os carris não é exatamente igual, associado a este facto ao longo da via existem folgas no contato roda-carril, por conseguinte o conjunto destas particularidades origina um binómio de forças entre os rodados do comboio e o carril, sendo que devido à existência das referidas folgas gera-se uma força entre o verdugo da roda e o carril, denominada por força de lacete. Estas forças são simuladas como forças horizontais concentradas atuantes no topo do carril, numa direção perpendicular à da via (Figura 2.44). Segundo a EN1991-2 o valor característico desta força é de 100 kN, e não deve ser multiplicado pelo fator dinâmico Φ .

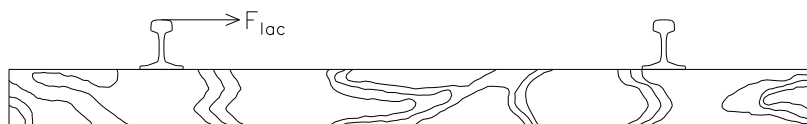


Figura 2.44 - Representação da força de lacete

- **Forças de arranque e frenagem**

As forças de arranque e frenagem são provocadas quando ocorrem travagens ou acelerações na via, estas atuam no topo dos carris segundo a direção longitudinal da via ferroviária. O seu

efeito deve ser considerado segundo uma carga uniformemente distribuída ao longo de um determinado comprimento de influência ($L_{a,b}$) do elemento estrutural em causa.

Os valores característicos das forças de arranque e frenagem são obtidos por intermédio das expressões abaixo apresentadas, não devendo ser multiplicados pelo fator dinâmico Φ .

i) Força de arranque

$$Q_{lak} = 33 [kN/m] \times L_{a,b} [m] \leq 1000 [kN] \quad (2.52)$$

ii) Força de frenagem

ii.1) Para modelos de carga LM71, SW/0 e HSLM

$$Q_{lbk} = 20 [kN/m] \times L_{a,b} [m] \leq 6000 [kN] \quad (2.53)$$

ii.2) Para modelos de carga SW/2

$$Q_{lbk} = 35 [kN/m] \times L_{a,b} [m] \quad (2.54)$$

Refere-se que esta ação é mais desfavorável numa via dupla ferroviária comparativamente com uma via simples, uma vez que em linhas ferroviárias com duas vias poderá ocorrer esforços de arranque e frenagem em simultâneo, sendo uma situação crítica para a estrutura global.

- **Força centrífuga**

A força centrífuga está associada às características geométricas da via, quando esta apresenta uma forma curva, em parte ou na totalidade da sua extensão deve-se ter com conta um sistema de forças horizontais numa direção perpendicular ao eixo da via, aplicadas a uma altura de 1,80 m. Segundo a EN1991-2 os valores característicos destas forças concentradas (Q_{tk}) e distribuídas (q_{tk}), são obtidas pelas seguintes expressões:

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (f Q_{vk}) \quad (2.55)$$

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (f q_{vk}) \quad (2.56)$$

Sendo V a velocidade máxima da linha no local da ponte ferroviária (km/h), r o raio de curvatura (m), Q_{tk} e q_{tk} representam os valores característicos das respetivas cargas concentradas e distribuídas, referentes aos modelos de carga LM71, SW/0, SW/2 e “unloaded train” e f é um fator de redução dado pela seguinte expressão:

$$f = \left(1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right) \quad (2.57)$$

onde L_f é o comprimento de influência da zona curva da ponte carregada, o fator de redução f apresenta um valor mínimo de 0,35, podendo assumir os seguintes valores:

- i) $f = 1$, caso $V \leq 120$ km/h ou $L_f \leq 2,88$ m;
- ii) $f < 1$, para 120 km/h $< V \leq 300$ km/h e $L_f > 2,88$ m;
- iii) $f_{(V=300)}$ para $V > 300$ km/h e $L_f > 2,88$ m.

Sendo que para os modelos de carga SW/2 e “unloaded train” este fator assume o valor de 1,0. Refere-se ainda que o valor característico da força centrífuga não necessita de ser multiplicado pelo fator dinâmico Φ .

2.6.5 Verificações de segurança

Na análise de pontes ferroviárias para além da verificação da segurança estrutural, é prevista a verificação complementar de segurança aos estados limite de deformação e vibração, incluindo a verificação aos estados limite de fadiga.

2.6.5.1 Critérios relativos à segurança da via

O conjunto das normas EN1991-2 e EN1990 - Annex A2, estabelece critérios de deformabilidade tendo em vista que a segurança da via não seja comprometida. A verificação da segurança da via ferroviária, segundo a EN1990 - Annex A2 é definida pelas seguintes limitações:

- i) Aceleração vertical do tabuleiro;
- ii) Torção do tabuleiro;
- iii) Deformação vertical do tabuleiro;
- iv) Deformação e vibração transversal do tabuleiro.

A verificação dos níveis de aceleração vertical do tabuleiro tem por objetivo evitar fenómenos de instabilização do balastro (no caso de vias com esta característica) e redução do contacto entre a roda e o carril. A regulamentação estabelece que para a aceleração vertical máxima, em pontes com via balastrada o limite é de $3,5 \text{ m/s}^2$ e para pontes com via não balastrada 5 m/s^2 . Um outro aspeto refere-se ao intervalo de frequências a considerar para obtenção da resposta dinâmica. De acordo com a EN1990 - Annex A2 no cálculo das acelerações, devem ser considerados valores de frequências entre o máximo de 30 Hz, 1,5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração do elemento estrutural em análise, e os três primeiros modos de vibração.

Relativamente à torção do tabuleiro, esta deve ser calculada tendo em consideração os valores característicos dos modelos de carga LM71, SW/0 ou SW/2 multiplicados por um fator dinâmico Φ e pelo fator α ou tendo em conta o modelo de carga HSLM e a força centrífuga. Os valores limite considerados para esta verificação encontram-se definidos no ponto A2.4.4.2.2 da EN1990 - Annex A2. Refere-se que este fenómeno apresenta uma maior gravidade em vias de eixo curvo.

A deformação vertical máxima do tabuleiro não deve exceder em qualquer ponto da via o valor de $L/600$, sendo L o vão da ponte. O descolamento referido deve ser determinado com a atuação do modelo de carga LM/1 ou SW/0 e SW/2 quando aplicáveis.

Os valores de deformação e vibração transversal do tabuleiro devem ser limitados, assegurando que a variação angular e o raio de curvatura cumpram os valores limite definidos no ponto A2.4.4.2.4 da EN1990 - Annex A2. A verificação deve ser realizada utilizando o modelo de carga LM71 e o SW/0, quando aplicável, multiplicados por Φ e α , forças devidas ao vento e forças centrífugas. A deformação transversal engloba não só a deformação do tabuleiro, mas também a deformação dos pilares e fundações.

2.6.5.2 Critérios relativos ao conforto dos passageiros

O conforto dos passageiros depende das acelerações a que ficam sujeitas as carruagens durante a passagem do comboio sobre a ponte. A determinação da aceleração vertical envolve uma análise dinâmica complexa com interação entre o comboio e a ponte, deste modo a EN1990 - Annex A2 prevê outra via de avaliação do conforto dos passageiros, esta especifica três níveis de conforto: muito bom, bom e aceitável, associados a valores limite de aceleração vertical (b_v) (Tabela 2.10).

Tabela 2.10 - Valores máximos admitidos para as acelerações nas carruagens em função do nível de conforto (adaptado de [42]).

Nível de conforto	Aceleração vertical b_v (m/s^2)
Muito bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

O método a utilizar consiste na avaliação do deslocamento máximo vertical, δ em função do vão da ponte, L (m) e da velocidade de circulação do comboio, V (km/h). Esta verificação simplificada deverá ser apenas realizada em pontes constituídas por tramos simplesmente apoiados ou com continuidade, que não apresentem variações significativas dos vãos, ou da rigidez dos seus tramos, e com vãos inferiores a 120 m. A Figura 2.45 permite verificar os valores limites da relação L/δ , sendo o valor máximo do descolamento vertical do tabuleiro, obtido através da ação do modelo de carga.

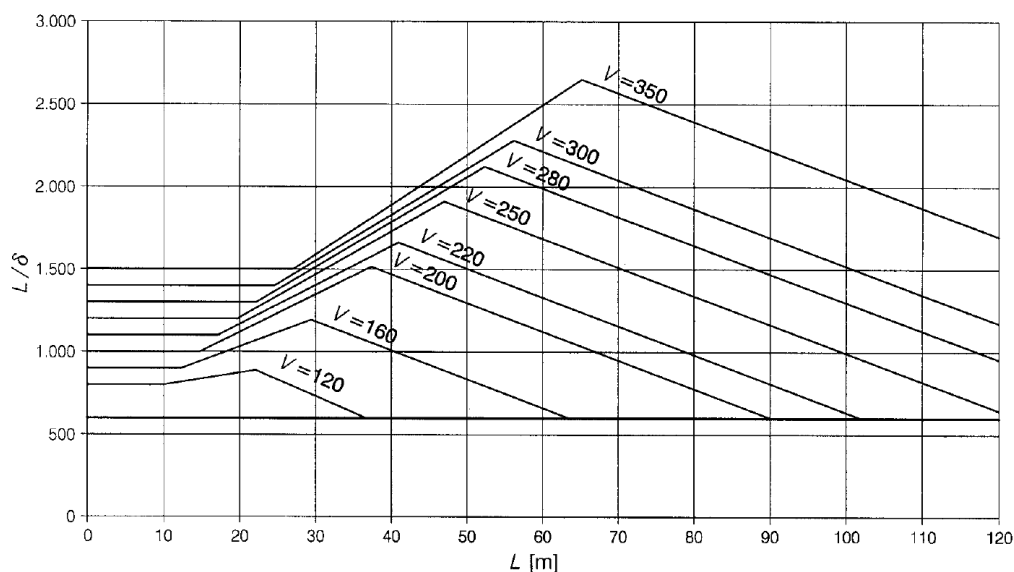


Figura 2.45 - Deslocamento máximo permitido para pontes com três ou mais vãos simplesmente apoiados correspondente a um nível de aceleração vertical de $b_v = 1 \text{ m/s}^2$, em função da velocidade V (km/h) (adaptado de [42])

Os valores limite representados na Figura 2.45 referem-se a um nível de conforto “muito bom”, correspondente a uma aceleração vertical de 1 m/s^2 . Para outros níveis de conforto, deve-se dividir os valores limite L/δ , pelo b_v correspondente.

Refere-se ainda que para pontes constituídas por um número inferior a três vãos os valores limite devem ser multiplicados por 0,7. Para casos em que a ponte seja contínua, constituída por três ou mais vãos, os valores limite devem ser multiplicados por 0,9.

2.6.5.3 Verificação aos estados limite de fadiga

As cargas cíclicas com intensidade variável no tempo podem afetar uma estrutura quer a nível local quer a nível global. No caso das pontes, estas são dimensionadas para permitir a passagem de uma dada frequência de tráfego. Neste contexto, torna-se necessário a verificação aos estados limite de fadiga, sendo este fenómeno responsável por mais de 80% das roturas em pontes metálicas.

A metodologia da avaliação deste fenómeno em pontes metálicas ferroviárias segue a abordagem utilizada pela regulamentação, nomeadamente a EN 1991-2, EN 1993-2 e a NP EN1993-1-9.

A verificação da fadiga preconizada na regulamentação pode ser efetuada optando-se pelo método do dano controlado ou pelo método do tempo de vida garantido. O primeiro deve assegurar que o comportamento da estrutura seja satisfatório durante a sua vida útil, tendo em consideração a existência de inspeções regulares e manutenções para detetar e corrigir danos por fadiga ao longo da vida da estrutura. Deste modo, admite-se que poderão desenvolver-se fendas por fadiga, no entanto a estrutura deverá manter uma resistência residual adequada.

Já o segundo método deverá garantir que a estrutura se comporte satisfatoriamente durante a sua vida operacional, sem a necessidade de inspeções regulares e não deverão ocorrer danos de fadiga significativos durante a vida útil da estrutura.

A definição dos modelos de carga para a verificação deste fenómeno deve ser realizada de acordo com a EN 1991-2. Assim, os comboios tipo utilizados para o estudo da fadiga estão associados a três tipos de tráfego: tráfego normal, tráfego pesado e tráfego ligeiro. A configuração geométrica e as cargas por eixo correspondentes encontram-se em anexo (ANEXO I). De seguida apresenta-se os tipos de modelos regulamentares existentes (Tabela 2.11, Tabela 2.12 e Tabela 2.13). Os diversos modelos dependem do número de comboios em circulação, da massa do comboio e da sua velocidade característica.

Tabela 2.11 - Cenário de tráfego regulamentar - Tráfego normal (adaptado de [45])

Tipo de modelo	Número de comboios/dia	Massa do comboio (ton)	Velocidade característica (km/h)	Volume de tráfego anual (10 ⁶ ton/ano)
1	12	663	200	2,90
2	12	530	160	2,32
3	5	940	250	1,72
4	5	510	250	0,93
5	7	2160	80	5,52
6	12	1431	100	6,27
7	8	1035	120	3,02
8	6	1035	100	2,27
Total	67			24,95

Tabela 2.12 - Cenário de tráfego regulamentar - Tráfego pesado (adaptado de [45])

Tipo de modelo	Número de comboios/dia	Massa do comboio (ton)	Velocidade característica (km/h)	Volume de tráfego anual (10 ⁶ ton/ano)
5	6	2160	80	4,73
6	13	1431	100	6,79
11	16	1135	120	6,63
12	16	1135	100	6,63
Total	51			24,78

Tabela 2.13 - Cenário de tráfego regulamentar - Tráfego ligeiro (adaptado de [45])

Tipo de modelo	Número de comboios/dia	Massa do comboio (ton)	Velocidade característica (km/h)	Volume de tráfego anual (10 ⁶ ton/ano)
1	10	663	200	2,4
2	5	530	160	1,0
5	2	2160	80	1,4
9	190	296	120	20,5
Total	207			25,3

A verificação da resistência à fadiga dos elementos estruturais é realizada seguindo um método simplificado que tem por base a comparação entre a categoria de pormenor (valor de referência para 2 milhões de ciclos) e a variação de tensão que é aplicada, $\Delta\sigma_{E,2}$. Esta tensão corresponde ao intervalo de tensões de amplitude constante equivalente, relativo a 2 milhões de ciclos devido à atuação do modelo de carga. Esta variação de tensão é convertida numa variação equivalente que quando aplicada 2 milhões de vezes, provoca o mesmo dano que o conjunto de tensões de amplitude variável causado pelas cargas reais durante toda a vida útil da estrutura. A aplicação do fator de dano equivalente λ , à tensão $\Delta\sigma_p$, é possível comparar as ações no pormenor diretamente com a categoria do pormenor.

Os intervalos de tensões nominal, modificada ou geométrica devidos às cargas frequentes $\psi_1 Q_k$, não devem exceder:

Para os intervalos de tensões normais:

$$\Delta\sigma \leq 1,5f_y \quad (2.58)$$

Para os intervalos de tensões de corte:

$$\Delta\tau \leq \frac{1,5f_y}{\sqrt{3}} \quad (2.59)$$

A verificação em relação à fadiga de acordo com a NP EN 1993-1-9 deverá então ser realizada com a seguinte expressão:

$$\frac{\gamma_{Ff} \times \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad (2.60)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \times \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad (2.61)$$

em que:

γ_{Ff} - Coeficiente parcial para o intervalo de tensões de amplitude constante equivalente $\Delta\sigma_E$, $\Delta\tau_E$, segundo a EN 1993-2 recomenda-se o valor de 1,0;

γ_{Mf} - Coeficiente parcial para a resistência à fadiga $\Delta\sigma_c$, $\Delta\tau_c$;

$\Delta\sigma_{E,2}$ - Intervalo de tensões, de amplitude constante equivalente, relativo a 2 milhões de ciclos;

$\Delta\sigma_c$, $\Delta\tau_c$ - Valor de referência da resistência à fadiga a $N_c = 2$ milhões de ciclos.

- γ_{Mf} - Coeficiente parcial para a resistência à fadiga

O nível de segurança requerido é assegurado tomando o coeficiente parcial para a resistência à fadiga apropriado, podendo optar-se pela análise do dano controlado ou tempo de vida

garantido, tal como referido anteriormente. Na Tabela 2.14 apresenta-se os valores recomendados para o coeficiente mencionado.

Tabela 2.14 - Valores recomendados para o coeficiente parcial para a resistência à fadiga (adaptado de [48])

Método de verificação	Consequências de rotura	
	Consequências pouco importantes	Consequências importantes
Dano controlado	1,0	1,15
Tempo de vida garantido	1,15	1,35

- $\Delta\sigma_{E,2}$ - Intervalo de tensões, de amplitude constante equivalente, relativo a 2 milhões de ciclos

Segundo a EN 1993-2-9 o valor do intervalo de tensões, de amplitude constante equivalente, relativo a 2 milhões de ciclos, é definido pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \times \phi_2 \times \Delta\sigma_p \quad (2.62)$$

em que:

λ - Fator de dano equivalente;

ϕ_2 - Fator de impacto equivalente, que segundo a EN 1991-2 apresenta o valor unitário para pontes ferroviárias.

$\Delta\sigma_p$ - Máxima amplitude de tensão causada pela atuação do veículo tipo, dada pela seguinte expressão: $\Delta\sigma_p = |\sigma_{max} - \sigma_{min}|$.

- Fator de dano equivalente, λ

De acordo com a EN 1993-2, secção 9.5.3 o fator de dano equivalente para pontes ferroviárias com vão(s) máximo(s) até 100 m deve ser determinado como se segue.

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4, \quad \text{mas } \lambda \leq \lambda_{max} \quad (2.63)$$

em que:

λ_1 - Fator de dano de tráfego. Depende do comprimento da linha de influência das cargas aplicadas. O seu valor depende dos vãos existentes, conforme indicado na Tabela 2.15.

Tabela 2.15 - Valores de λ_1 (adaptado de [49])

Vão (m)	EC Mix	Vão (m)	EC Mix
0,5	1,60	12,5	0,82
1,0	1,60	15,0	0,76
1,5	1,60	17,5	0,70
2,0	1,46	20,0	0,67
2,5	1,38	25,0	0,66
3,0	1,35	30,0	0,65
3,5	1,17	35,0	0,64
4,0	1,07	40,0	0,64
4,5	1,02	45,0	0,64
5,0	1,03	50,0	0,63
6,0	1,03	60,0	0,63
7,0	0,97	70,0	0,62
8,0	0,92	80,0	0,61
9,0	0,88	90,0	0,61
10,0	0,85	100,0	0,60

λ_2 - Fator que diz respeito ao volume de tráfego;

Tabela 2.16 - Valores de λ_2 (adaptado de [49])

Tráfego por ano (10^6 ton/via)	5	10	15	20	25	30	35	40	50
λ_2	0,72	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10	1,15

λ_3 - Fator relacionado com a vida de projeto da ponte;

Tabela 2.17 - Valores de λ_3 (adaptado de [49])

Vida útil (anos)	50	60	70	80	90	100	120
λ_3	0,72	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07

λ_4 - Fator para o elemento estrutural que é carregado por mais de uma via.

Tabela 2.18 - Valores de λ_4 (adaptado de [49])

$\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50
λ_4	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,71

- **Categoria de pormenor**

Na análise à fadiga é realizada uma análise aos seus elementos ou ligações. Estes pontos de análise são designados de pormenores aos quais geralmente está associada uma categoria de pormenor.

Ao atribuir-se uma categoria de pormenor a um elemento obtém-se uma curva que define o número de ciclos que este resiste, sob uma determinada amplitude de tensão constante. De

seguida representam-se as curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões normais, denominadas por curvas de Wohler.

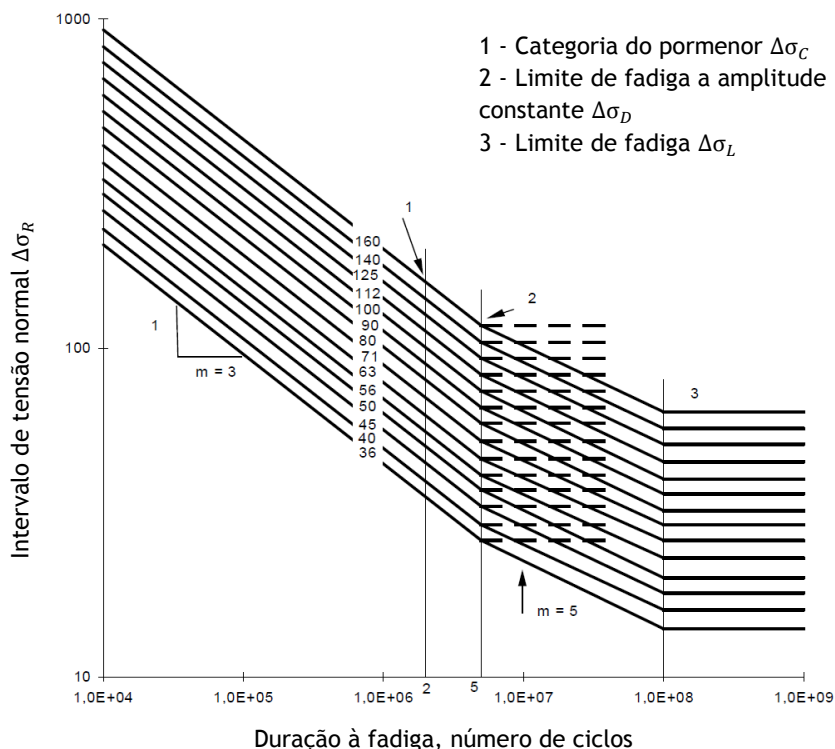


Figura 2.46 - Curva de resistência à fadiga para tensões normais (adaptado de [48])

Independentemente do método aplicado, a verificação de segurança à fadiga implica sempre a determinação da categoria do pormenor que se pretende analisar. A classificação do pormenor determina a resistência do mesmo aos 2 milhões de ciclos.

A determinação de uma categoria de pormenor depende das dimensões do mesmo, do método de fabrico e das suas ligações. A NP EN 1993-9 apresenta na secção 8 tabelas que permitem a classificação de pormenores. Na Figura 2.48 está representado um pormenor de elementos com ligações mecânicas.

80		12) Ligação de simples sobreposição e parafusos ajustados.	12) ... secção útil.
		12) Ligação de simples sobreposição e parafusos injectados não pré-esforçados.	12) ... secção útil.

Figura 2.47 - Representação das tabelas de classificação de pormenores (adaptado de)

Os pormenores de ligação mecânica estão presentes nas tabelas de classificação da EN-1993-1-9 nos quadros 8.1 até 8.10.

A categoria do pormenor varia de acordo com a descrição do mesmo. No pormenor 12 é atribuída uma categoria de pormenor com resistência aos 2 milhões de ciclos, $\Delta\sigma_C$, de 80 MPa .

Capítulo 3

3. Descrição da atual Ponte Ferroviária do Corge

3.1 Introdução

A Ponte Ferroviária do Corge assemelha-se a outras construídas na sua época, diferindo no seu comprimento, secção transversal do tabuleiro, número de vãos e tipo de pilares, que neste caso são em alvenaria de pedra. Salienta-se que para aquela época, sem os recursos computacionais e as tecnologias mais recentes atualmente disponíveis, todos os detalhes eram devidamente pensados, tendo-se construído estruturas eficientes.

Na conceção de uma obra de arte existem diversos fatores que influenciam a solução final. Na estrutura em análise identificaram-se diversos condicionantes, nomeadamente: ferroviários, geológicos, geométricos, topográficos e hidráulicos.

No presente capítulo descreve-se detalhadamente a Ponte do Corge, esclarecendo o processo de recolha de dados, bem como o seu enquadramento histórico. É feita a apresentação da obra de arte, descrevendo a solução estrutural adotada. Referem-se ainda as principais características gerais da ponte e é apresentado o levantamento realizado da estrutura.

3.2 Recolha de dados

Pelo facto da Ponte do Corge ser uma estrutura centenária os documentos existentes sobre a mesma são bastante escassos, quer pela provável perda de parte deles, quer pela possível degradação que podem apresentar. Atualmente a entidade responsável por tais documentos é a Infraestruturas de Portugal (IP, S.A.), deste modo procedeu-se a várias tentativas de contacto com a referida entidade, tendo por objetivo a consulta de peças escritas e desenhadas do projeto de execução, tendo a IP, S.A. rejeitado disponibilizar qualquer documento relacionado com a referida ponte, justificando a decisão de não cedência em virtude da premente demolição da atual Ponte do Corge. Os responsáveis do Departamento das Estruturas Especiais - Pontes não consideram oportuna a divulgação de elementos da mesma. De forma a avançar com o estudo optou-se por efetuar um levantamento geométrico da estrutura, sendo uma das formas de obter resultados úteis, ainda assim, em simultâneo continuaram as várias tentativas para obter quaisquer documentos relacionados com a obra. As entidades contactadas foram várias, conseguindo-se recolher alguns dados sobre a atual ponte ferroviária que constituem referências bibliográficas indicadas no texto.

Com a informação recolhida e as várias visitas à obra de arte, procedeu-se a um registo de todas as secções transversais no *software* de desenho - AutoCad, de modo a que a informação de peças desenhadas fosse a mais completa possível, podendo desta forma obter as propriedades geométricas da estrutura de forma rigorosa. A compreensão da estrutura foi um processo evolutivo, sendo fundamental a análise em campo de certas particularidades.

Importa ainda salientar que num projeto de reabilitação e reforço, a recolha de dados torna-se relevante, uma vez que a falta de informação e um deficiente tratamento de dados poderá levar a um ineficaz processo de recuperação.

3.3 Enquadramento histórico

A linha da Beira Baixa foi para os recursos daquele tempo um grande empreendimento, construir uma linha de caminho-de-ferro há um século atrás numa zona de orografia bastante desfavorável como é o caso levantava enormes condicionantes, para vencer as zonas mais acidentadas construíram-se inúmeras obras de arte, a Ponte sobre a Ribeira de Corges é uma delas. Como referido anteriormente a recolha de dados ficou condicionada pela escassa informação disponível, não permitindo elaborar a história completa da Ponte do Corge, no entanto foi possível conhecer alguns factos históricos.

O ano da construção da obra de arte data de 1891, sendo a empresa responsável pela sua conceção francesa, denominando-se por “Braine-le-Conte” [3], importa referir que algumas das mais notáveis pontes metálicas em Portugal não foram construídas por portugueses, havendo bastante influência de outros países, nomeadamente a França. Desde a sua construção a estrutura esteve sempre em funcionamento, tendo sido encerrada à circulação ferroviária no ano de 2009, até lá a circulação era feita por 6 automotoras para serviço de passageiros, não havendo lugar à circulação de comboios de mercadorias [55], no entanto tal como noutras pontes pertencentes ao troço que liga Covilhã e Guarda a velocidade de circulação na ponte era limitada a 20 km/h por razões de segurança. Foi possível apurar que existiram durante o seu período de serviço, inspeções periódicas, como por exemplo no ano de 1992 [56]. Refere-se também que existiram obras de beneficiação da estrutura metálica como pintura e limpeza, contudo desconhece-se quando ocorreram tais intervenções.

No ano de 2010 foi lançado um concurso público para a construção de uma nova ponte, substituindo a atual. A empreitada dizia respeito à demolição total da estrutura existente e a construção de uma nova obra de arte [57], acabando por não existir qualquer contrato associado ao referido anúncio. Também no ano de 2015 a REFER, E.P.E. voltou a lançar um novo concurso público, tendo a mesma finalidade que já o anterior havia apresentado, complementando a informação sobre a nova ponte prevista, esta será em betão armado pré-esforçado [4]. Atualmente o anúncio encontra-se em prorrogação de prazo, tornando o futuro da atual ponte incerto.

3.4 Apresentação da Ponte

3.4.1 Localização

A Ponte sobre a Ribeira de Corges insere-se na linha da Beira Baixa, mais propriamente no troço ferroviário Covilhã-Guarda, este tem início no PK 165+195 e termina ao PK 211+694, apresentando uma extensão total de 46,50 Km. O troço caracteriza-se pela existência de um vasto património histórico, que inclui inúmeras obras de arte, três estações e quatro apeadeiros, tal como se pode visualizar na Figura 3.1.

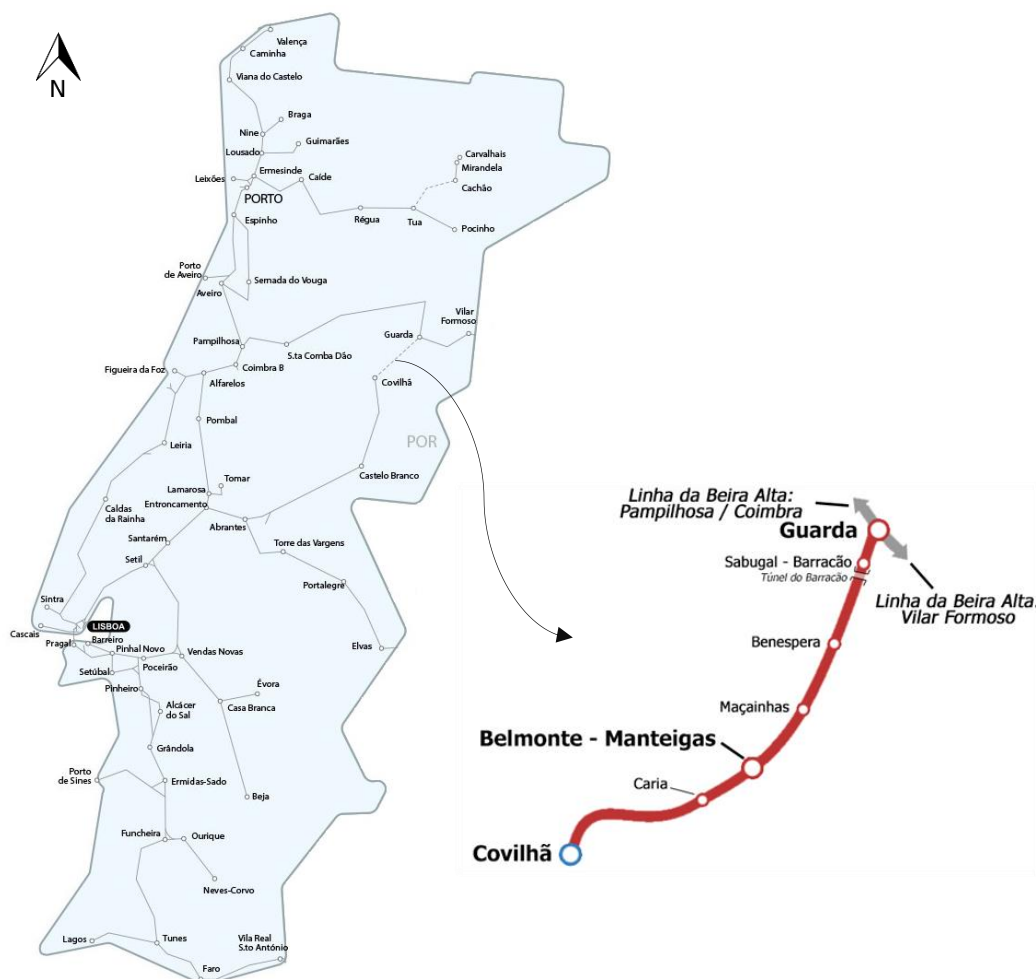


Figura 3.1 - Mapa da rede ferroviária (adaptado de [58]) com a localização do troço Covilhã-Guarda (adaptado de [59])

A Ponte Ferroviária do Corge pertence a um vasto conjunto de 14 pontes inseridas no troço Covilhã-Guarda das quais 12 são em estrutura metálica e 2 em alvenaria de pedra. A referida obra de arte situa-se ao PK 168+612, com localização no concelho da Covilhã, pertencendo à União das Freguesias da Covilhã e Canhoso. A estrutura encontra-se sobre a estrada nacional 18 (N18), um caminho agrícola situado do lado da Covilhã e a Ribeira de Corges (Desenho nº A/01), tal como se apresenta na Figura 3.2.

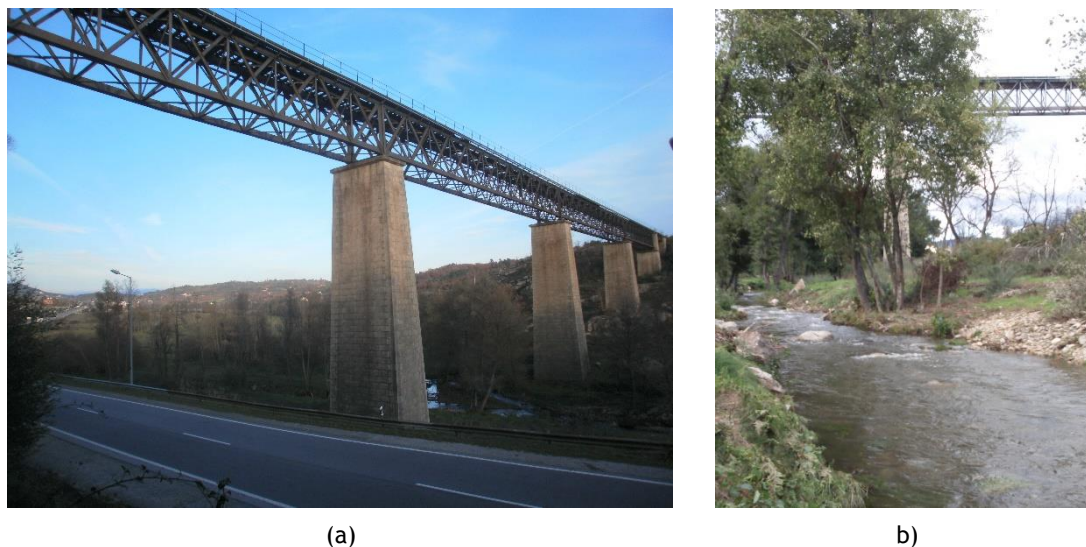


Figura 3.2 - Ponte do Corge sobre a N18 e Ribeira de Corges: (a) Identificação da N18; (b) Identificação da Ribeira de Corges, sendo possível visualizar ao fundo a ponte ferroviária

Apresenta-se de seguida a vista aérea sobre a referida ponte, na qual se identifica a N18 e a Ribeira de Corges.

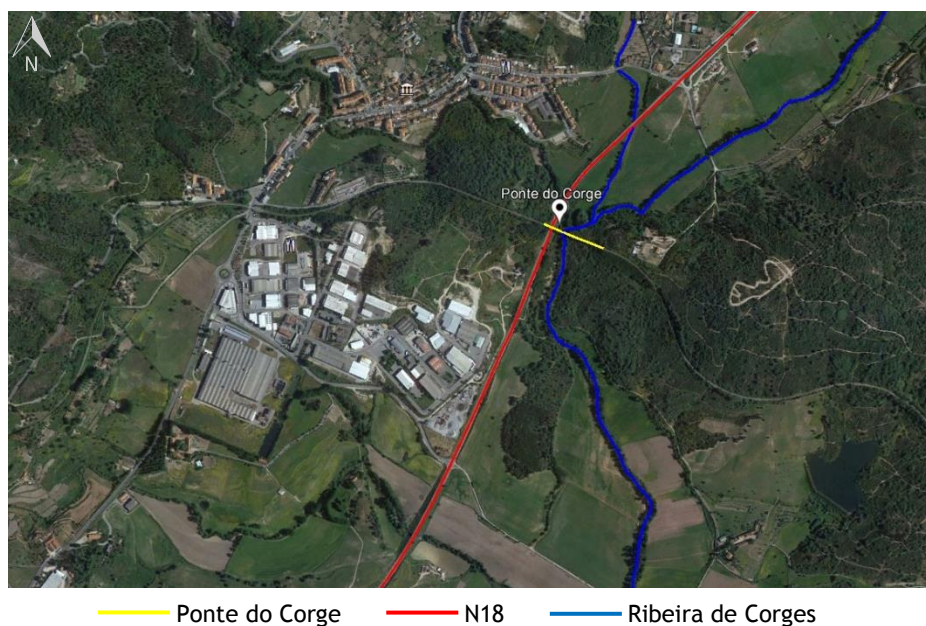


Figura 3.3 - Vista aérea da Ponte do Corge (Google Maps)

3.4.2 Considerações gerais

A atual obra de arte sobre a Ribeira de Corges é constituída por uma estrutura principal de quatro tramos contínuos e dois tramos secundários simplesmente apoiados, estes dizem respeito a “pontões”, situados quer do lado da Covilhã, quer do lado da Guarda (estes elementos não serão objeto de estudo). No que se refere à estrutura principal, os seus dois tramos extremos apresentam um comprimento de 40,0 m e os dois tramos centrais 48,0 m, perfazendo um total de 176,0 m. Os dois tramos secundários apresentam um vão igual a 15,0

m. Note-se que as referidas distâncias são medidas entre os eixos dos apoios. Contabilizando todos os tramos (estrutura secundária e principal) a ponte possui uma extensão entre extremidades de 221,0 m.

A solução estrutural do tabuleiro é composta por uma treliça metálica, suportando apenas uma via de circulação não balastrada. A estrutura metálica apoia-se em dois encontros (E1 e E2) e cinco pilares de alvenaria de pedra de granito aparelhada, cujas configurações geométricas são distintas entre si. Os pilares P1 e P5 denominam-se por pilar estribo, estes fazem a ligação entre o pontão e a estrutura principal, os restantes pilares (P2, P3 e P4) diferem apenas na altura, acompanhando a orografia do terreno. Os referidos elementos são fundados diretamente através de sapatas. As Figuras 3.4 e 3.5 pretendem esclarecer o que anteriormente foi descrito, exibindo um alçado simplificado da estrutura e uma vista de jusante (Desenho nº B/01).

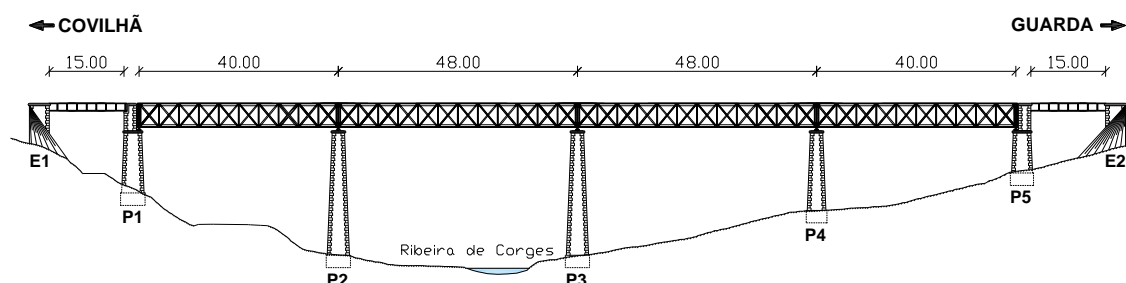


Figura 3.4 - Alçado da Ponte sobre a Ribeira de Corges, vista de jusante

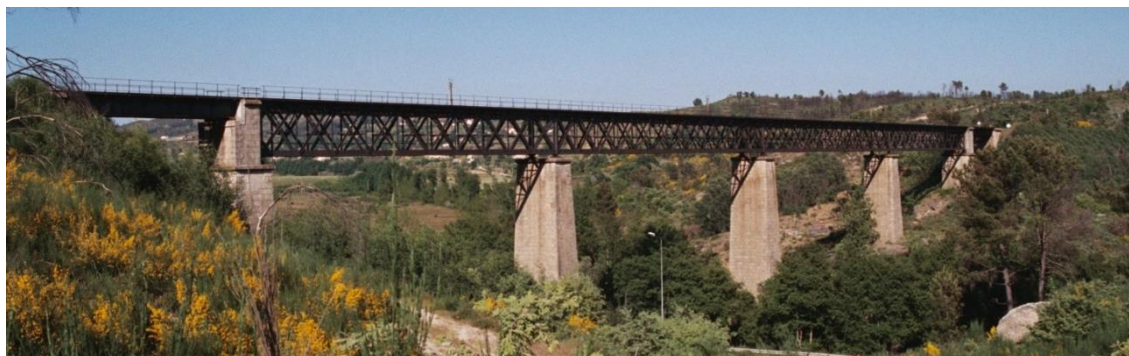


Figura 3.5 - Vista de jusante da Ponte sobre a Ribeira de Corges (adaptado de [3])

O tabuleiro em estrutura metálica treliçada apresenta uma altura média entre banzos superiores e inferiores de 4,80 m, sendo a distância entre vigas principais de 3,50 m. Contabilizando o passeio lateral do lado de jusante e uma guarda simples do lado de montante (Figura 3.6 (a)) atinge-se nas extremidades o valor de 5,20 m.

Os elementos estruturais são compostos pela união de chapas através da ligação de rebites, identificando-se secções transversais em T, I, U e L. A ligação entre elementos metálicos é também executada por meio de rebites. Serão apresentadas mais à frente as secções transversais existentes.

A estrutura principal é composta por um conjunto de 44 módulos com comprimento constante de 4,0 m que se repetem na direção longitudinal da ponte, tal como se observa na Figura 3.6 (b). Os tramos extremos contabilizam 10 módulos, sendo que os tramos centrais são constituídos por 12 módulos.



Figura 3.6 - Tabuleiro - (a) Vista superior do tabuleiro, via de circulação; (b) Vista do interior do tabuleiro, estrutura treliçada

O armamento da via de circulação é constituído por carril UIC54, estando fixo a travessas de madeira espaçadas de 60 cm. A bitola existente diz respeito à bitola ibérica (1668 mm), distância essa medida entre as faces internas da cabeça dos carris. Refere-se ainda que na zona de inserção da obra a linha férrea apresenta-se segundo uma diretriz reta em planta, sendo que a sua rasante é praticamente horizontal assumindo o valor de 0,018% de inclinação [60].

3.4.3 Condições geológico-geotécnicas

Tendo em vista o zonamento geotécnico dos terrenos geológicos foi solicitado a uma empresa especializada o desenvolvimento de um estudo geotécnico no âmbito do projeto de execução da nova Ponte sobre a Ribeira de Corges [61].

A campanha de prospeção geotécnica envolveu a realização de 6 sondagens mecânicas de furação vertical, esta concluiu que as características do ambiente geológico no local de implementação da atual ponte ferroviária assinalam a presença de estratos de génese eruptiva, com características muito resistentes a partir da superfície da margem esquerda da Ribeira de Corges. Nas restantes sondagens os materiais detetados estão já no domínio das rochas muito alteradas a decompostas, globalmente transformadas em saibros graníticos, sendo que a resistência evolui favoravelmente com a profundidade.

No local é possível visualizar à superfície a ocorrência de um maciço eruptivo de natureza granítica (Figura 3.7).



Figura 3.7 - Aspeto do maciço granítico rochoso aflorante: (a) Vista superior do maciço granítico; (b) Maciço granítico junto ao pilar P4

Os ensaios normalizados SPT de penetração dinâmica realizadas ao longo da base da estrutura, consideram 5 classes de estádios evolutivos de alteração do maciço, tal como se descreve de seguida na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Estado de alteração do maciço (adaptado de [61])

Classe	Classificação	Descrição
W1	Rocha sã	Rocha isenta de alteração, de cor lustrosa em toda a sua massa
W2	Rocha pouco alterada	As superfícies de descontinuidade estão manchadas de óxidos, mas a parte intacta entre estas mantém a cor lustrosa da rocha.
W3	Rocha medianamente alterada	Exibe meteorização acentuada na zona das descontinuidades e a partir destas para o interior; alteração de cor em relação à rocha sã, sob a forma de manchas localizadas ou afetando toda a massa rochosa.
W4	Rocha muito alterada	Apresenta-se intensamente meteorizada, parcialmente transformada em materiais residuais ou facilmente desagregáveis à mão.
W5	Rocha decomposta	Evidencia comportamento terroso generalizado, mantendo, contudo, as textura e estrutura primordiais

A Tabela 3.2 sintetiza a caracterização geotécnica efetuada, apresentando os valores de tensão de contacto e as profundidades a que foram determinadas.

Tabela 3.2 - Caracterização geotécnica (adaptado de [61])

Sondagens	Condições geológico-geotécnicas	Condições de fundação	
		qa (kPa)	Profundidade (m)
S3	Granito W ₄₋₅	350	7
S4	Granito W ₄₋₅	600	2
S5	4m aluvião + granito W ₄₋₅	600	5
S6	Granito W ₂₋₁	800	3
S7	Granito W ₃	750	2
S8	Granito W ₄₋₅	400	4,5

O presente cenário aponta para um ambiente geológico com características resistentes, confirmando a solução de fundações diretas generalizadas a toda a obra.

3.5 Características da Estrutura

Pretende-se nesta secção agrupar as características gerais da obra de arte em estudo, onde será descrito o seu sistema estrutural, incluindo uma exposição de todos os elementos que constituem a estrutura.

3.5.1 Fundações

As cargas transmitidas à estrutura metálica, são posteriormente transmitidas aos pilares que por sua vez as transmitem às fundações. Dadas as características geológicas e geotécnicas do terreno onde se insere a obra de arte observa-se que as fundações são do tipo diretas, formadas por sapatas (Figura 3.8). A sua dimensão varia consoante o pilar ou encontro, sendo que a altura mínima que se observa para a fundação é de 4,0 m. Demonstra-se de seguida um excerto do alçado da Ponte do Corge [60], evidenciando as fundações existentes.

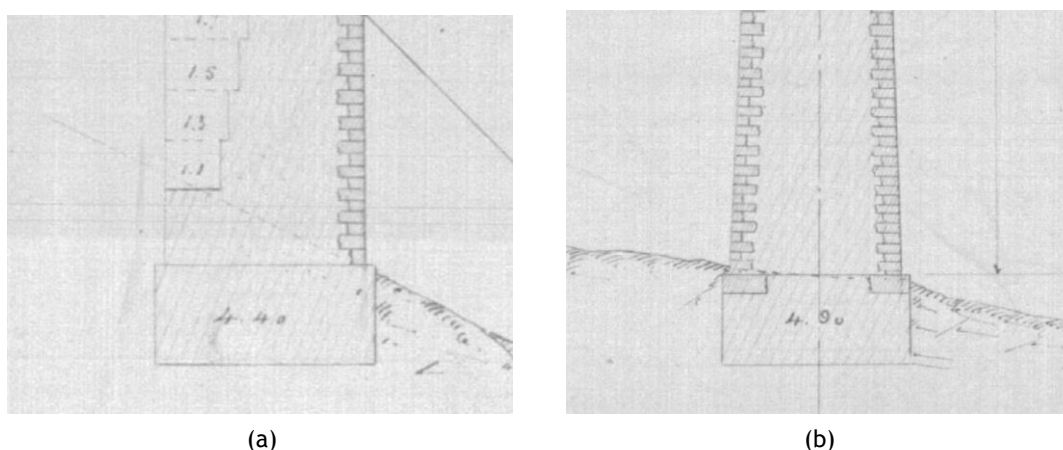


Figura 3.8 - Fundações da Ponte do Corge (adaptado de [60]): (a) Sapata no encontro E1; (b) Sapata no pilar P2

Os esforços absorvidos pelas fundações são transmitidos ao terreno através de tensões distribuídas, as sapatas existentes definem-se como rígidas, estas possibilitam uma maior uniformização de tensões no solo. A construção destes elementos é realizada através de blocos de pedra irregular de grandes dimensões envolvidos em argamassa de cimento e areia, como é característico neste tipo de pontes centenárias [62].

3.5.2 Pilares

A estrutura metálica apoia-se na totalidade em cinco pilares e dois encontros de alvenaria de pedra de granito aparelhado, dos cinco pilares dois deles suportam em simultâneo o pontão e a estrutura principal, denominando-se por “pilar estribo”, os restantes três diferem apenas na altura, sendo a máxima de 25,0 m e a mínima de 16,0 m [60]. Todos os pilares apresentam uma inclinação das suas paredes de 4%, exceto a parte superior do pilar estribo bem como os encontros, apresentando-se sem inclinação (Desenho nº C/01-03). Os encontros da ponte são do tipo cofre, com muros que se prolongam até aos taludes do terreno natural.

Refere-se ainda que o eixo de maior inércia da secção transversal destes elementos está alinhado longitudinalmente com o tabuleiro. Na Figura 3.9 representam-se os tipos de pilares da atual ponte ferroviária.

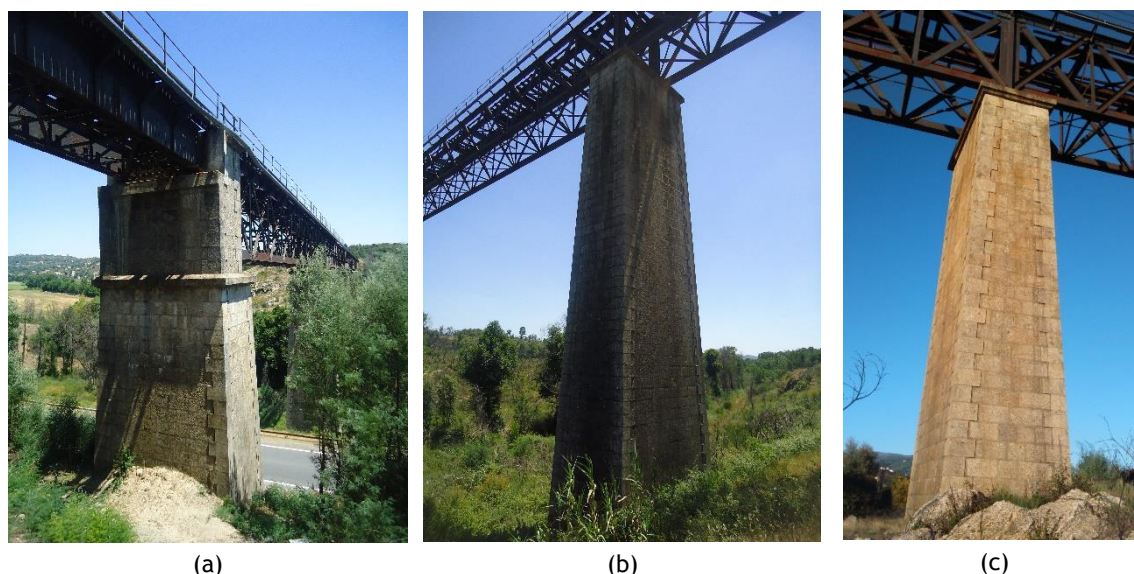


Figura 3.9 - Vista dos pilares de alvenaria: (a) Pilar Estribo - P1; (b) P2 - Altura de 25,0 m; (c) P4 - Altura de 16,0 m

Os pilares P2, P3 e P4 apresentam no seu topo um coroamento com dimensões em planta de 3,0x5,80 m, tendo uma altura de 0,50 m (Desenho nº C/04).

3.5.3 Estrutura metálica

3.5.3.1 Caracterização geométrica

A estrutura principal apresenta duas vigas treliçadas dispostas lado a lado ao longo de todo o comprimento da ponte, tendo como limite superior e inferior os banzos, que por sua vez estão ligados por diagonais em cruz de Santo André e montantes, na Figura 3.10 é possível visualizar o sistema estrutural referido.

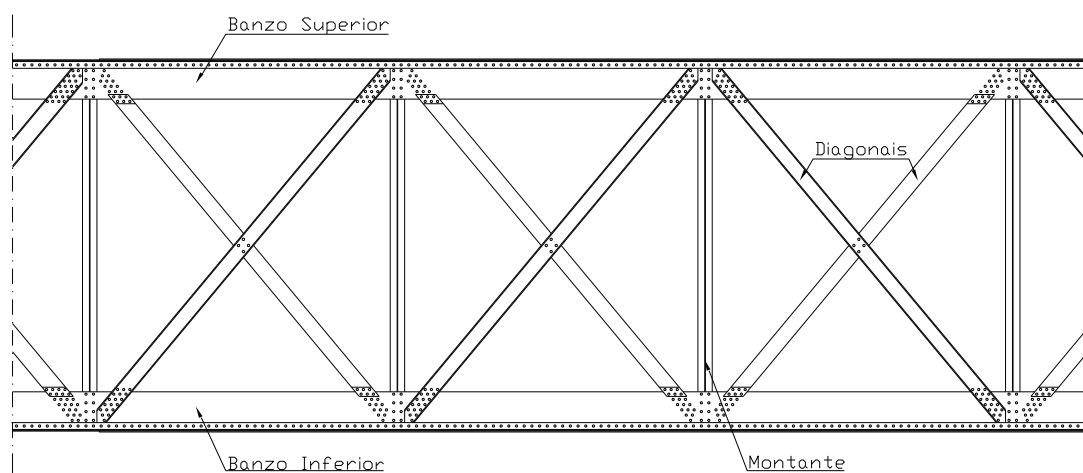


Figura 3.10 - Pormenor de um alçado - Viga treliçada constituída por banzos, diagonais e montantes

As duas vigas treliçadas suportam um sistema em grelha de longarinas e carlingas, estas últimas ligam-se ao nó comum entre a diagonal e o montante. Na zona inferior desta grelha existe um contraventamento horizontal materializado por duas barras em cruz de Santo André, unindo as duas vigas treliçadas, tal como acontece também na base da estrutura. Segue-se uma ilustração do que anteriormente foi dito.

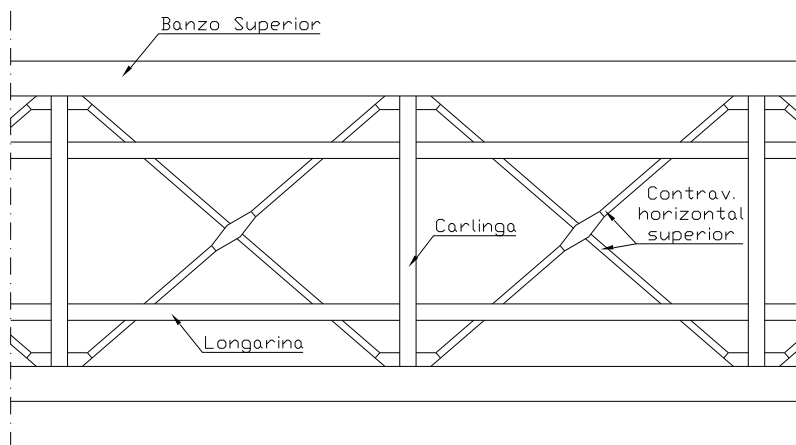


Figura 3.11 - Vista superior do tabuleiro - Grelha constituída por longarinas e carlingas e respetivo contraventamento horizontal superior

Refere-se ainda que uma das barras do contraventamento horizontal encontra-se interrompida, utilizando-se para o efeito uma chapa *gousset* que assegura a transmissibilidade dos esforços e o equilíbrio no nó, o assunto será novamente abordado na secção 3.5.5 - Ligações. Transversalmente ao tabuleiro metálico existe um contraventamento formado por duas barras em cruz de Santo André, uma biela horizontal a meia altura e uma biela na base, ligando-se à viga treliçada por meio de chapas *gousset*, tal como se exhibe de seguida.

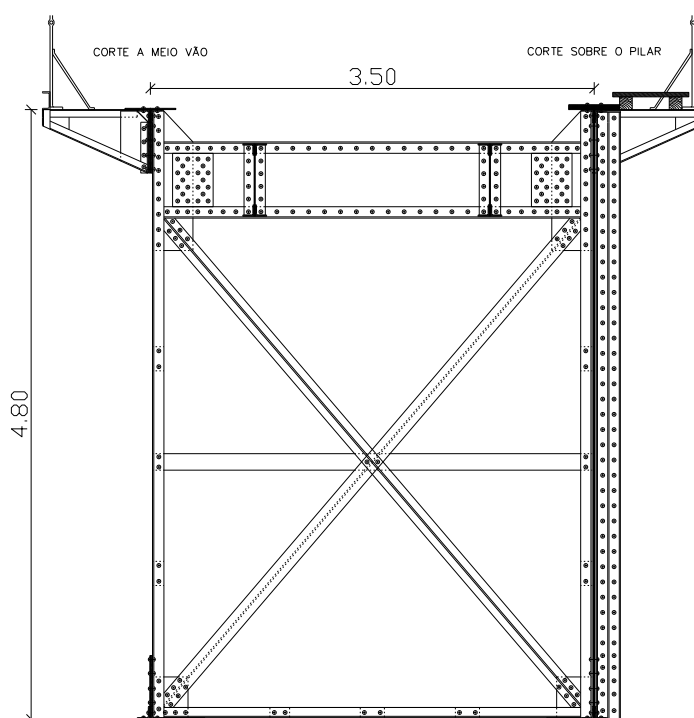


Figura 3.12 - Corte transversal tipo do tabuleiro (Ver Desenho nº D/01)

De seguida apresentam-se as secções transversais dos elementos estruturais metálicos que formam a estrutura principal. Para uma análise simplificada designou-se uma nomenclatura própria para cada elemento.

i) Banzo Superior e Banzo Inferior

A secção transversal dos banzos superiores e inferiores das vigas treliçadas, apresentam uma secção composta em T, a ligação entre a chapa do banzo ($400 \times 9,5$ mm) e a chapa da alma (500×9 mm) é feita por duas cantoneiras $100 \times 100 \times 12$, sendo a secção corrente destes elementos a que se apresenta na Figura 3.13. Os banzos caracterizam-se por serem elementos de ancoragem das restantes barras do tabuleiro, estes apresentam uma variação de espessura do banzo ao longo da viga treliçada consoante a necessidade de reforço.

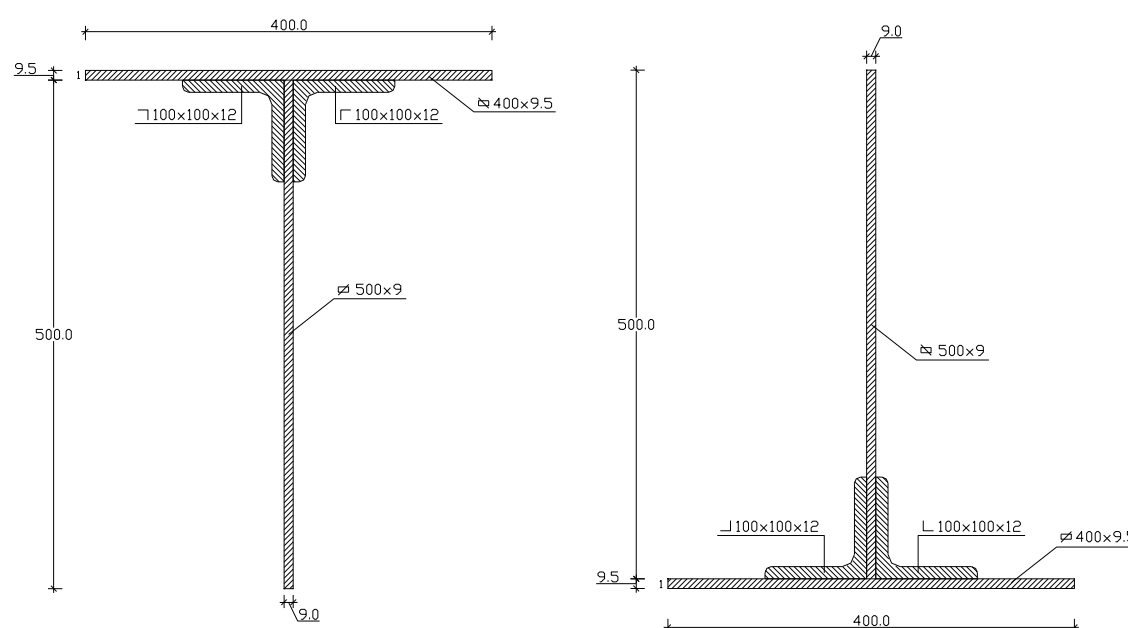


Figura 3.13 - Secção dos banzos correntes - BAC: (a) Banzo corrente superior; (b) Banzo corrente inferior

No total existem 5 secções diferentes para estes elementos, incluindo a secção corrente. A Tabela 3.3 resume o tipo de secção em função do seu reforço, apresentando as designações atribuídas a cada uma delas, bem como a sua espessura total.

Tabela 3.3 - Dimensões das chapas de reforço dos banzos

Secção	Dimensões da chapa de reforço [mm]
BAC	400x9,5
BArv	400x21,5
BArs	400x19
BArd	400x28,5
BArt	400x38

As chapas de reforço têm maior espessura junto aos apoios internos, uma vez que nessas zonas os esforços são maiores.

A meio vão de cada tramo é também uma zona de esforços elevados, daí a adição de uma chapa de reforço de 12 mm, tal como se observa de seguida na Figura 3.14.

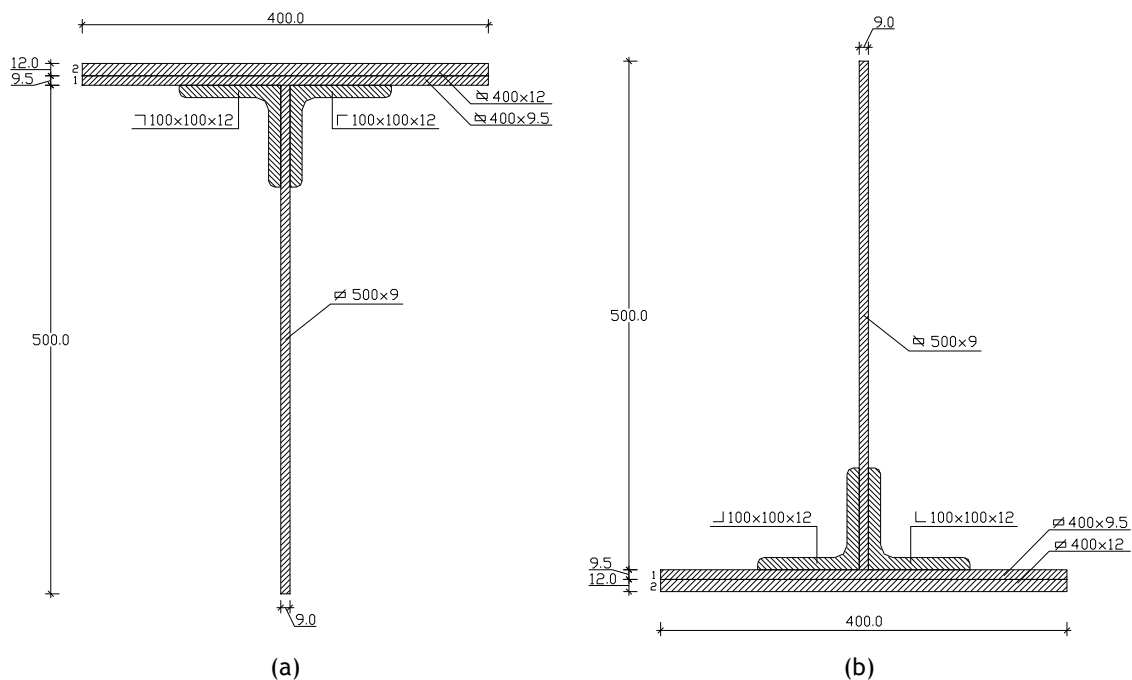


Figura 3.14 - Secção dos banzos reforçados no vão - BARv: (a) Banzo reforçado no vão superior; (b) Banzo reforçado no vão inferior

O reforço das restantes secções passa por adicionar uma chapa de 9,5 mm ao banzo da secção corrente, como se pode visualizar de seguida.

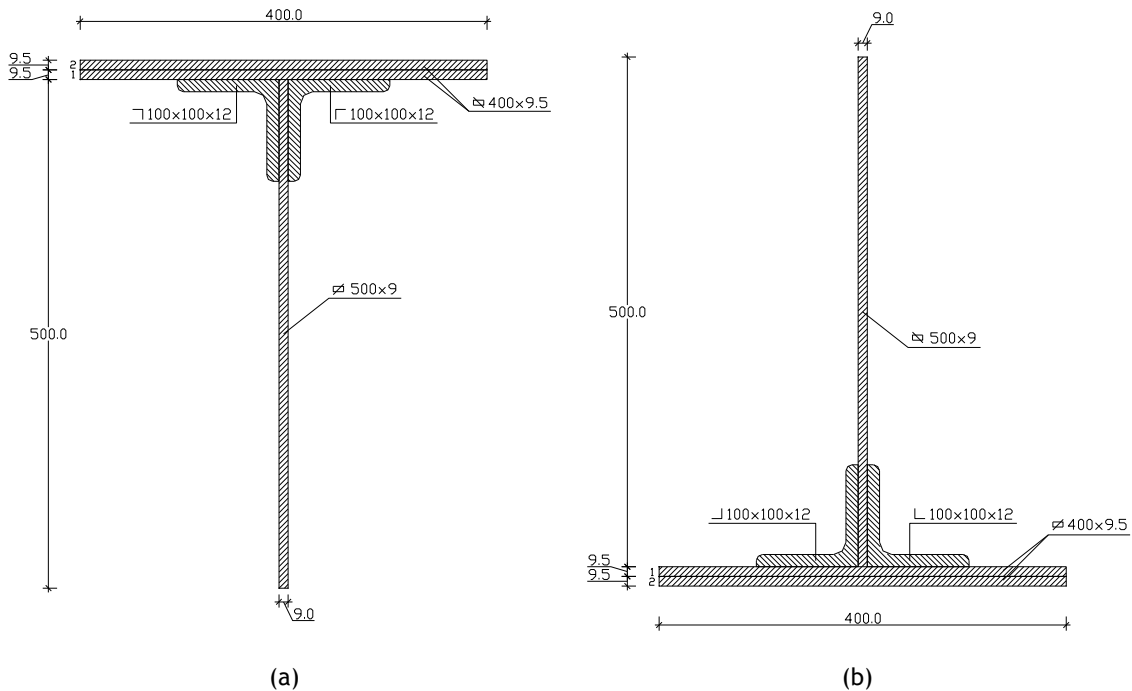


Figura 3.15 - Secção dos banzos com reforço simples - BARs: (a) Banzo com reforço simples superior; (b) Banzo com reforço simples inferior

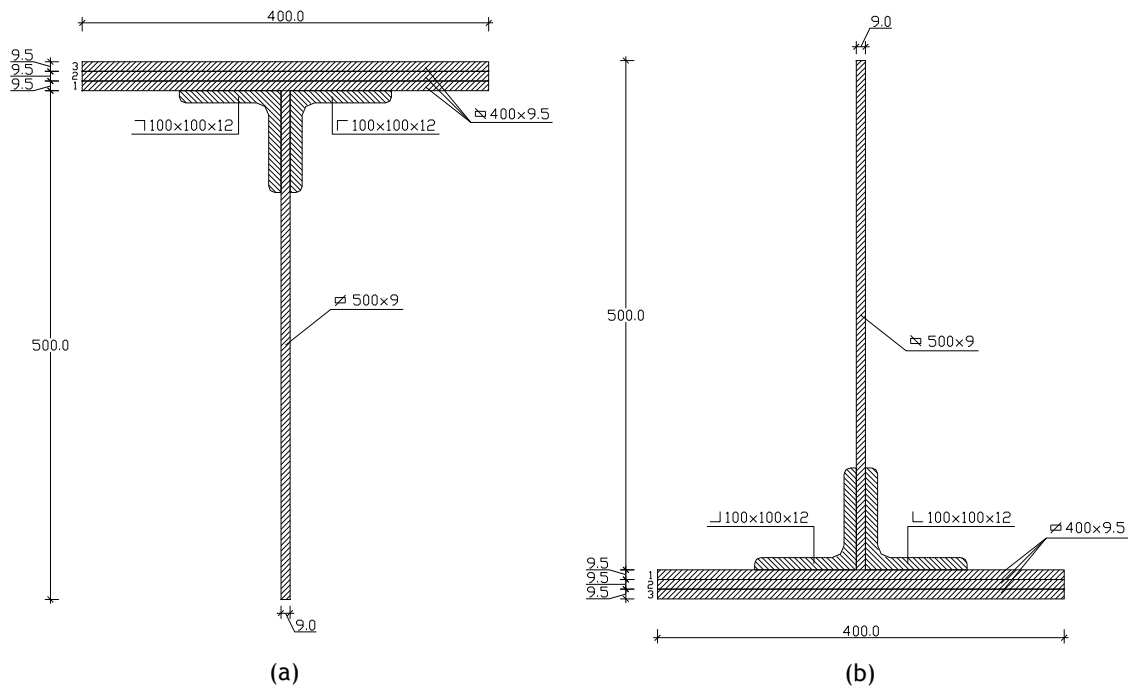


Figura 3.16 - Secção dos banzos com reforço duplo - BARD: (a) Banzo com reforço duplo superior; (b) Banzo com reforço duplo inferior

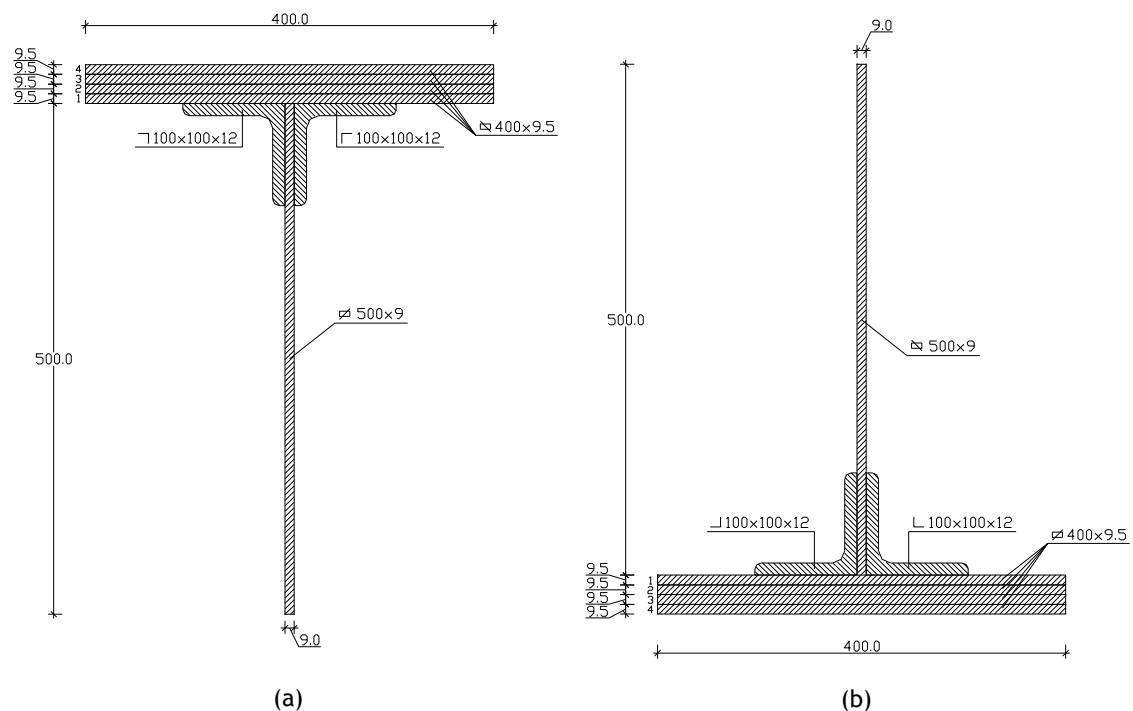


Figura 3.17 - Secção dos banzos com reforço triplo - BART: (a) Banzo com reforço triplo superior; (b) Banzo com reforço triplo inferior

Dado o carácter variável da secção transversal dos banzos, representa-se na Tabela 3.4 a sua distribuição ao longo do tabuleiro. Tendo em conta a sua simetria apresenta-se a variação das secções apenas para a primeira metade do tabuleiro, sendo que a numeração de módulos é

efetuada na direção Covilhã - Guarda, ou seja, o módulo 1 corresponde ao painel junto ao encontro E1 (lado da Covilhã) e módulo 44 situa-se junto ao encontro E2 (lado da Guarda).

Tabela 3.4 - Distribuição das secções transversais dos banzos ao longo do tabuleiro

Secção	Módulo
BAC	1, 2, 3, 7, 8, 9, 12, 13, 14, 19, 20 e 21
BArv	3, 4, 5, 6, 7, 14, 15, 16, 17, 18 e 19
BArs	9, 10, 11, 12, 21 e 22
BArd	10, 11 e 12
BArt	10, 11 e 12

ii) Carlinga e Longarina

As carlingas e longarinas apresentam uma configuração geométrica de um perfil em I composto, este é constituído por duas cantoneiras (90x90x10) em cada extremidade da chapa que forma a sua alma, a diferença entre estes perfis apenas está na altura. Estes elementos estruturais formam um sistema em grelha que suporta as cargas transmitidas aos carris que por sua vez as transmitem às travessas. As longarinas encontram-se ligadas à alma das carlingas através de cantoneiras rebitadas.

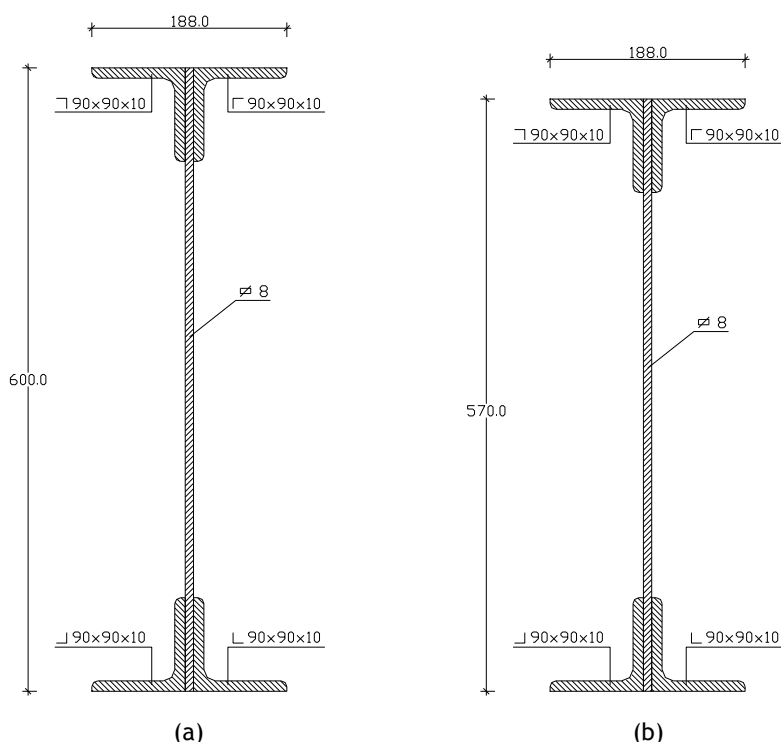


Figura 3.18 - (a) Secção da carlinga - CARL; (b) Secção da longarina - LONG

O facto da altura da carlinga ser superior à da longarina justifica-se por estar sujeita a esforços mais elevados do que esta última. As cargas são transmitidas pelas carlingas a duas vigas treliçadas, ligando-se a estas através da chapa da sua alma posicionada entre os perfis que formam os montantes.

iii) Montantes

Os montantes assumem a função de ligar verticalmente o banzo superior e inferior, encontrando-se essencialmente solicitados à compressão. Estes elementos dividem-se em três grupos, sendo que na grande maioria a estrutura é constituída por montantes correntes, sobre os apoios os montantes possuem uma secção de maior resistência.

Montantes Correntes

A secção dos montantes correntes é realizada por duas cantoneiras 90x90x10 mm (Figura 3.19), existindo um vazio entre estas para que elementos como as bielas transversais se insiram, permitindo desta forma a sua ligação.

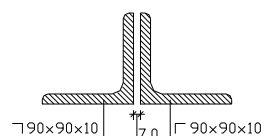


Figura 3.19 - Secção dos montantes correntes - MON_COR

Montantes Sobre os Apoios

Existem dois tipos de secções de montantes sobre os apoios, os montantes das extremidades da estrutura principal, onde esta apoia sobre o pilar estribo (P1 e P5), tal como se apresenta na Figura 3.20 e os montantes que estão sobre os restantes pilares (P2, P3 e P4), como se observa na Figura 3.21.

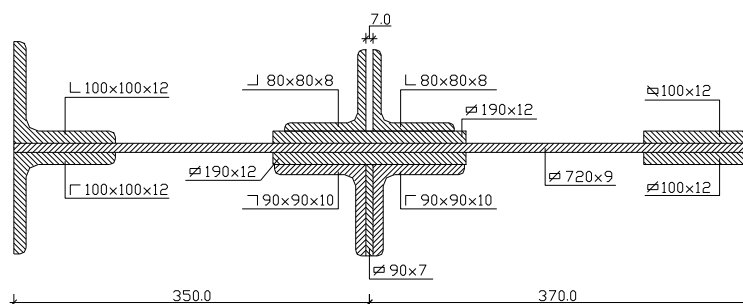


Figura 3.20 - Secção do montante sobre o pilar estribo - MON_PE

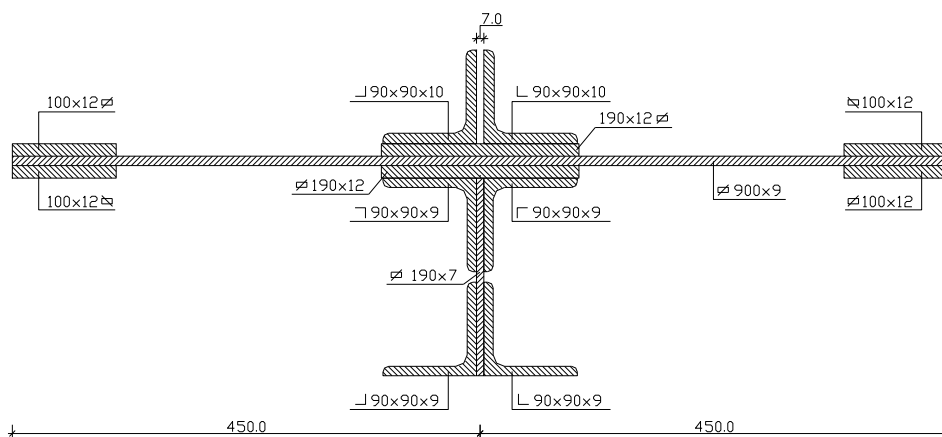


Figura 3.21 - Secção do montante sobre o pilar corrente - MON_PC

A geometria destas secções resulta na união de cantoneiras e chapas realizada através de rebites, refere-se ainda que os montantes sobre os apoios suportam os esforços associados às reacções.

iv) Diagonais

A ligação entre banzos superiores e inferiores é estabelecida através de diagonais posicionadas em cruz de Santo André. Estas secções agrupadas em três elementos tomam a configuração de U, uma delas composta com cantoneiras de extremidade e uma chapa de espessura constante, as secções assumem as dimensões da Figura 3.22.

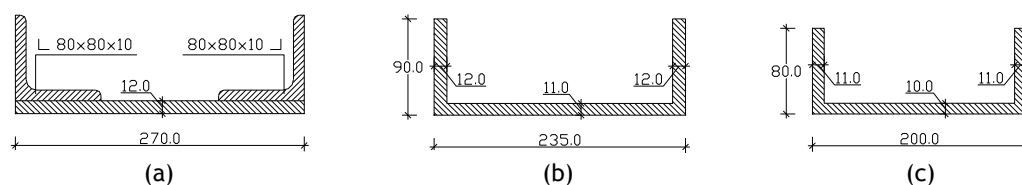


Figura 3.22 - Secções das diagonais: (a) Secção junto aos apoios - U270x80; (b) Secção no início do vão - U235x90; (c) Secção a meio vão - U200x80

Ao longo do desenvolvimento da viga treliçada os três tipos de secções distribuem-se de forma distinta. As secções de maior resistência situam-se em zonas de maiores esforços, tal como se pode observar na Figura 3.23, esta apenas representa metade do tabuleiro devido à sua simetria. Na zona junto aos apoios quer exteriores ou interiores a secção utilizada é a secção composta (U270x80), de seguida a secção empregue no início dos vãos diz respeito à U235x80 e a meio vão utiliza-se a secção com menor resistência (U200x80).

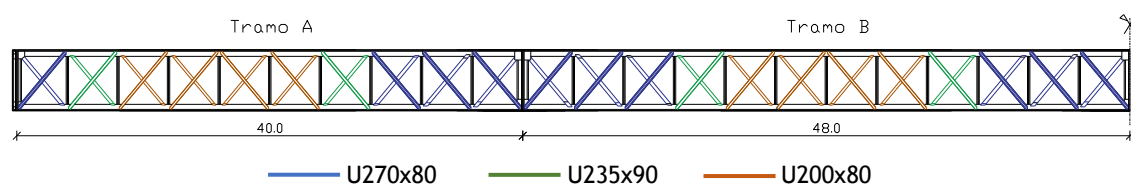


Figura 3.23 - Representação esquemática da localização das diagonais

O emparelhamento de cada cruz é realizado por diagonais de secção igual, dispostas geometricamente alma com alma. As diagonais que formam uma cruz posicionam-se com uma delas no exterior dos banzos e outra no seu interior, contudo ao longo do tabuleiro a posição quer das diagonais exteriores quer interiores não é constante, variando consoante a localização da cruz. Este facto justifica-se pelo esforço existente em cada elemento, estando uma das diagonais à tração e outra à compressão. Refere-se ainda que a intersecção destes elementos é unida por rebites, anulando as possíveis rotações naquele ponto.

v) Bielas

Bielas Transversais a Meia Altura

As bielas transversais a meia altura representam-se por uma secção retangular de 130x7 mm estas encontram-se dispostas tal como mostra a Figura 3.24, fazendo a ligação transversal dos montantes.

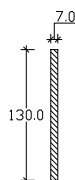


Figura 3.24 - Secção da biela transversal a meia altura - BTM

Bielas Transversais na Base

As bielas transversais na base são constituídas por meio de duas cantoneiras 80x80x10 mm (Figura 3.25), afastadas entre si de forma a permitir a inserção da chapa *gousset*, para ligação aos banzos inferiores.

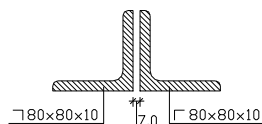


Figura 3.25 - Secção da biela transversal na base - BB

vi) Contraventamento

Contraventamento Longitudinal Horizontal - Superior e Inferior

Os elementos de contraventamento longitudinal quer superior, quer inferior são materializados por duas cantoneiras 80x80x10 mm (Figura 3.26) em cruz de Santo André, tal como referido anteriormente um dos elementos encontra-se interrompido na intersecção das cantoneiras, existindo uma chapa *gousset* para ligar os dois elementos.

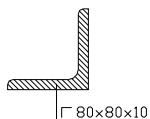


Figura 3.26 - Secção do contraventamento horizontal superior e inferior - CLHS e CLHI

Contraventamento Transversal

O contraventamento transversal é constituído por dois elementos cruzados com uma configuração em T. Estes elementos encontram-se ligados às vigas treliçadas por meio de uma chapa *gousset*, perfazendo a ligação na zona inferior das carlingas e no banzo inferior, conferindo à estrutura tridimensional resistência às ações horizontais. Refere-se ainda que no

seu cruzamento existe uma biela transversal a meia altura (apresentada anteriormente), inserida no meio dos dois elementos.

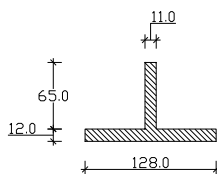


Figura 3.27 - Secção do contraventamento transversal - CT

Posteriormente à apresentação das secções transversais da estrutura, resume-se na Tabela 3.5 as suas propriedades geométricas. No que respeita à definição geométrica das secções metálicas, adotou-se a convenção utilizada no Eurocódigo 3, em que:

- i) xx - eixo longitudinal do elemento;
- ii) yy - eixo da secção transversal paralelo aos banzos;
- iii) zz - eixo da secção transversal perpendicular aos banzos.

Tabela 3.5 - Propriedades geométricas das secções transversais da estrutura metálica

Elemento	Área [cm ²]	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	i _y [cm]	i _z [cm]	W _{pl,y} [cm ³]	W _{pl,z} [cm ³]
BAc	128,43	26357,73	5993,89	14,33	6,83	1465,83	542,49
BArv	176,43	30743,43	12393,89	13,20	8,38	1721,93	1022,46
BArs	166,43	29954,77	11060,55	13,42	8,15	1674,04	922,45
BArd	204,43	32745,69	16127,22	12,66	8,88	1844,38	1302,46
BArt	242,43	35162,04	21193,89	12,04	9,35	1989,73	1682,46
CARL	116,52	66425,40	1118,59	23,88	3,10	2598,62	213,79
LONG	114,12	58889,30	1118,46	22,72	3,13	2426,06	213,31
MON_COR	34,26	253,83	547,89	2,72	4,00	80,80	100,37
MON_PE	244,92	2648,33	100683,32	3,29	20,28	522,97	3819,22
MON_PC	284,24	12527,57	134776,62	6,64	21,78	1323,89	4241,15
U270x80	62,62	5909,84	313,58	9,71	2,24	102,48	556,06
U235x90	44,81	3549,07	322,70	8,90	2,68	102,84	363,27
U200x80	35,40	2043,48	203,76	7,60	2,40	72,99	245,53
BTMA	9,10	0,37	128,16	0,20	3,75	29,58	1,59
BB	30,21	175,01	393,00	2,41	3,61	62,97	81,16
CLH	15,11	138,8	36,24	3,03	1,55	20,22	39,34
CT	22,51	99,33	210,44	2,10	3,06	37,92	51,1

Refere-se ainda que todas as secções transversais, incluindo as suas propriedades geométricas podem ser consultadas no Desenho nº D/02.

3.5.3.2 Caracterização mecânica

A avaliação da segurança estrutural de obras de arte antigas requer o conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais metálicos utilizados na sua construção. Estas características mecânicas no caso dos aços atuais são em geral bem conhecidas, no entanto o mesmo não acontece com o material de pontes centenárias, como é o caso da estrutura em análise.

O recomendável nestes casos seria a realização de ensaios laboratoriais, tendo em vista a determinação das propriedades mecânicas do material metálico. Para tal é necessário proceder à extração de elementos estruturais, ou parte deles. A sua remoção não pode ser feita de modo aleatório, obedecendo a regras e métodos de execução, tais como:

- i) As amostras devem ser retiradas de elementos que estiveram em serviço desde a construção da obra de arte;
- ii) Recomenda-se retirar a quantidade mínima possível de amostras, não comprometendo a estabilidade da estrutura.
- iii) Na extração de um elemento, deve-se obrigatoriamente substituir por outro com características de resistência idênticas ao retirado.

Após a recolha dos elementos é possível produzir amostras, dependendo do tipo de ensaio a realizar, que por sua vez depende das propriedades que se tencionam conhecer. Para o presente estudo os ensaios mais apropriados dizem respeito ao:

- i) Ensaio de tração (NP 105, 1965);
- ii) Ensaio de dureza;
- iii) Análise de composição química.

A execução do ensaio de tração permite conhecer através do gráfico de curva tensão-extensão as propriedades de resistência mecânica mais relevantes, tais como o módulo de elasticidade, tensão de cedência e tensão de rotura. O ensaio de dureza caracteriza-se pela análise complementar que fornece, avaliando a resistência à penetração ou a resistência à deformação permanente da superfície do material. Por último a análise de composição química identifica os elementos químicos que o material é constituindo, permitindo conhecer as suas percentagens e deduzir o seu comportamento estrutural [31].

No estudo desenvolvido o procedimento referido revelou-se inadequado. Atendendo desde logo à falta de autorização para remover qualquer elemento estrutural, bem como os possíveis danos que essas operações poderiam originar na própria estrutura. Para contrariar este facto utilizaram-se as características mecânicas de uma outra obra de arte idêntica à em análise, construída na mesma época. Em seguida, na secção 3.5.6 referem-se as características do material adotado.

3.5.4 Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio destinam-se a transmitir as cargas do tabuleiro aos pilares ou encontros, restringindo ou libertando em simultâneo outras componentes de esforços/deslocamentos, como rotações e translações. Estas peças metálicas carecem de manutenção cuidada e regular, de forma a manter o seu funcionamento estrutural original.

Na ponte em análise identificam-se dois tipos de aparelhos de apoio, apoios fixos e apoios móveis. Os apoios fixos caracterizam-se por bloquear movimentos de translação segundo a direção longitudinal e transversal, permitindo que haja rotações segundo o eixo perpendicular à direção longitudinal do tabuleiro, impedindo rotações segundo o eixo longitudinal e vertical. Os apoios móveis existentes permitem apenas movimentos na direção longitudinal da estrutura, libertando em simultâneo a rotação segundo o eixo transversal ao tabuleiro, estes, classificam-se como apoios unidireccionais. Segue-se a ilustração dos apoios descritos.



Figura 3.28 - Vista dos aparelhos de apoio: (a) Aparelhos de apoio fixos em paralelo sobre o pilar P2 (adaptado de [3]); (b) Aparelho de apoio móvel sobre o pilar estribo P5, lado de jusante.

Quanto à sua localização, os apoios móveis situam-se nos dois pilares estribo (P1 e P5) e nos pilares P3 e P4, já os aparelhos de apoio do tipo fixo localizam-se apenas no pilar P2, a escolha do seu local deve-se ao facto de que o referido pilar é um pilar interior e não de extremidade, fazendo com que os únicos dois apoios fixos recebam mais carga e por sua vez o funcionamento global da estrutura seja mais eficiente. Em cada encontro ou pilar da obra de arte foram utilizados sempre dois aparelhos de apoio em paralelo. Segue-se um resumo dos aparelhos de apoio presentes na estrutura principal.

Tabela 3.6 - Descrição dos aparelhos de apoio na estrutura principal

Elementos	Tipo	Quantidade
Pilares estribo (P1 e P5)	Móveis - Com rótula, unidireccionais, de pêndulo	4
Pilar (P2)	Fixos - Com rótula	2
Pilares (P3 e P4)	Móveis - Com rótula, unidireccionais, de pêndulo	4

As geometrias de cada aparelho podem ser consulados no Desenho nº D/01.

3.5.5 Ligações

As ligações das pontes metálicas antigas eram feitas através de rebites. Como anteriormente se refere, este tipo de pontes caracterizam-se por soluções estruturais de barras constituídas por perfis compostos, sendo a ligação entre os seus elementos rebitada. A ligação do conjunto de toda a estrutura é assegurada também através de rebites. O processo de cravação destes elementos era feito manualmente, tendo que aquecer o rebite numa forja até atingir uma temperatura de 1000 °C e de seguida embuti-lo no respetivo furo com o auxílio de embutideiras, salienta-se o facto deste processo ser bastante importante, visto que os defeitos de cravação podem originar consequências graves para a estrutura [34]. As chapas devem ficar devidamente unidas, anulando a possível corrosão das mesmas, para tal as cabeças dos rebites devem manter-se tracionadas e a distância entre elementos de ligação deverá respeitar um limite.

Na Ponte do Corge os rebites existentes apresentam-se todos do mesmo tipo. Uma vez que para o presente estudo não foi possível obter dados sobre a sua geometria, procedeu-se à sua medição, tal como é visível na Figura 3.29.

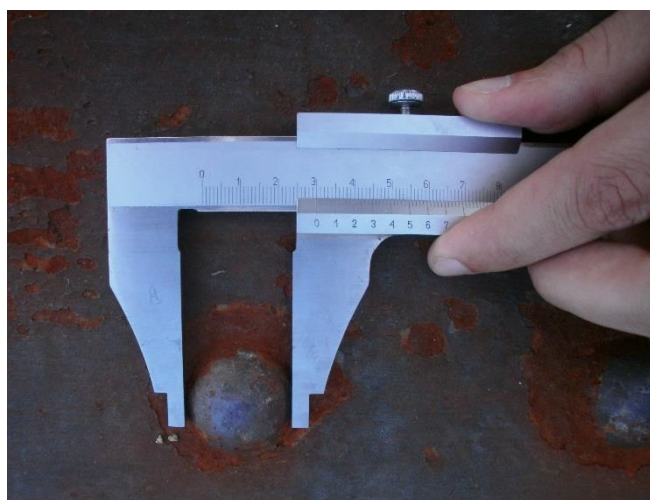


Figura 3.29 - Medição da cabeça de um rebite existente na Ponte do Corge

A medição foi feita a um vasto grupo de rebites, tendo-se verificado para todos um diâmetro da sua cabeça de 30 mm, o seu comprimento é variável, dependendo se atravessa mais ou menos chapas. Consultando [63] pode-se concluir as restantes dimensões deste tipo de rebites, tal como se segue.

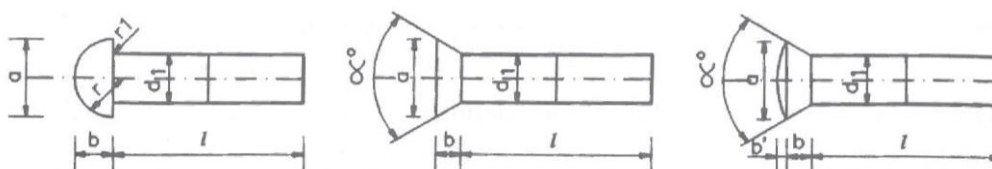


Figura 3.30 - Dimensões de rebites dependendo do tipo de cabeça (adaptado de [63])

Os elementos existentes dizem respeito a rebites de cabeça esférica, observando a Tabela 3.7 os rebites em análise possuem as seguintes dimensões: $a=30$ mm, $b=12$ mm, $r=16$ mm,

$r_1=1.0$ mm e $d_1=19$ mm, podendo apresentar um comprimento máximo de 120 mm e mínimo de 32 mm.

Tabela 3.7 - Dimensões (em mm) e massas dos rebites usuais (adaptado de [63])

Diâmetro do rebite	Diâmetro do furo		Rebites de cabeça esférica (NP 193)						Rebites de cabeça contra-punçoada abaulada e plana				
			Dimensões da cabeça				Comprimentos / máximo e mínimo normais	Massa de 1000 cabeças	Dimensões da cabeça				Comprimentos / máximo e mínimo normais mm
	d (mm)	a	b	r	r_1	a			b	i	α°		
d_1	Brocado ou mandrilado						Punçoado (saca-bocados)						
mm								kg					
10	11	11	17	6,5	9	0,5	16 a 50	6,9	16	5	1,5	60°	16 a 50
11	12	12,5	19	7	10	0,5	20 a 63	9,2	17	5,5	2	60°	20 a 63
13	14	14,5	21	8	11	0,6	24 a 80	13,0	20	6	2	60°	24 a 80
16	17	17,5	25	10	13	0,8	28 a 100	23,4	26,5	9	3	60°	28 a 100
19	20,5	21	30	12	16	1,0	32 a 120	40,4	33	12	3,5	60°	32 a 100
22	24	24,5	35	14	18	1,0	36 a 140	64,3	35,5	16	4	45°	36 a 100
25	27	27,5	40	16	21	1,2	40 a 160	96,0	40,5	18,5	4	45°	40 a 100
28	30	30,5	45	18	23	1,2	45 a 180	135,8	46	21,5	4	45°	45 a 100
32	34	34,5	50	20	26	1,6	50 a 200	187,6	53,5	26	4	45°	50 a 100

Os furos existentes foram executados com um saca bocados [34], tendo como diâmetro o valor de 21,0 mm. Devido ao processo de construção destas ligações o furo onde são inseridos os rebites fica totalmente preenchido. Refere-se ainda que neste tipo de estruturas era comum a verificação de rebites, esta tarefa tinha por objetivo descobrir folgas na ligação, para tal era utilizado um martelo e conforme o barulho que o rebite transmitia quando solicitado era possível perceber se se encontrava solto.

De seguida apresentam-se alguns dos tipos de ligações entre elementos estruturais existentes na obra em estudo, destacando não a totalidade das ligações, mas as consideradas principais.

A descontinuidade física dos banzos é compensada com cobre-juntas (Figura 3.31 (a)), estes elementos são colocados na parte superior e inferior das chapas do banzo (Figura 3.31 (b)), no encontro das chapas da alma e ainda sobre as cantoneiras existentes. A transmissão de esforços gerados na estrutura é assegurada por estes elementos, sendo que no próximo capítulo (secção 4.2) será novamente abordado.



Figura 3.31 - Ligação entre banzos: (a) Pormenor de um cobre juntas, estabelecendo a continuidade entre elementos; (b) Pormenor de chapas do banzo com respetivo cobre-juntas

A ligação entre as carlingas e as vigas treliçadas é realizada por meio de uma chapa com 30 cm de largura, esta pertence aos extremos das carlingas que perfaz a ligação com os montantes. A Figura 3.32 (a) ilustra a ligação referida, observando a chapa de cobre-juntas. Na zona inferior das carlingas visualiza-se a ligação do contraventamento horizontal superior e do contraventamento transversal, através de duas chapas *gousset* (Figura 3.32 (b)).



Figura 3.32 - (a) Ligação entre a carlinga e montante, perfazendo a ligação com banzo; (b) Ligação de vários elementos na zona inferior da carlinga

A concentração de esforços junto ao apoio adverte para a utilização de uma ligação rígida, como é o caso da observada na Figura 3.33 (a). Na direção longitudinal do tabuleiro existem nós de ligação que se repetem de 4,0 em 4,0m. Estes nós caracterizam-se pela existência de duas chapas *gousset*, onde transversalmente e horizontalmente no total se ligam quatro elementos (Figura 3.33 (b)). Concentra-se ainda a ligação neste nó de duas diagonais e um montante corrente.



Figura 3.33 - (a) Pormenor de ligação na zona do aparelho de apoio; (b) Pormenor de ligação de um nó - Ligação do banzo inferior com vários elementos, incluindo um montante corrente e duas diagonais

Os montantes, juntamente com as diagonais apresentam uma ligação rígida com os banzos. Na Figura 3.34 (a) é possível observar a ligação de uma diagonal localizada no interior do banzo inferior. A união das diagonais com os banzos na zona superior do tabuleiro é também encastrada (Figura 3.34 (b)).



Figura 3.34 - Ligação entre banzos e diagonais: (a) Ligação na zona exterior do tabuleiro entre banzo inferior e diagonais; (b) Pormenor na zona interior do tabuleiro da ligação entre a diagonal e o banzo superior, junto ao pilar P1

Por último demonstra-se a ligação no ponto de intersecção do contraventamento horizontal inferior (Figura 3.35), sendo realizado igualmente no contraventamento horizontal superior. A existência da chapa de ligação estabelece a continuidade de esforços.



Figura 3.35 - Ligação da intersecção das cantoneiras do contraventamento inferior longitudinal: (a) Vista geral do contraventamento inferior longitudinal entre os banzos inferiores; (b) Pormenorização de um dos elementos descontínuos com chapa de ligação

3.5.6 Materiais

Relativamente ao material metálico da obra de arte, não foi possível obter documentos que permitam aferir as suas características. Neste contexto tomou-se como referência uma ponte construída na mesma época, num local próximo e pela mesma empresa, correspondendo à Ponte do Zêzere 1º, PK 157+701 da Linha da Beira Baixa, pelo que se admite que o material utilizado é idêntico [2]. A caracterização do material foi feita em 1990 pelo Núcleo de Comportamento de Estruturas do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, através de ensaios especializados para o efeito. Os resultados dos vários provetes apresentam-se em seguida na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Resultados do ensaio realizado ao material da Ponte Zêzere 1º (adaptado de [2])

Força (kN)		Tensão (MPa)		Δl (mm)	ε Pós rotura (%)	E (GPa)
Cedência	Rotura	Cedência	Rotura			
77,00	109,00	264	373	23,50	17	c)
77,20	114,50	269	399	16,00	11	182
69,00	96,70	230	321	12,00	9 a)	c)
b) c)	61,18	-	206	3,00	2	c)
b) c)	71,20	-	276	3,00	2	c)
b) c)	72,60	-	284	4,50	4 a)	c)
69,20	100,50	253	368	17,00	13	c)
51,69 b)	52,20	261	264	2,00	2	c)

- a) Rotura à distância da marca de referência mais próxima inferior ao mínimo (NP 105);
b) Limite convencional de proporcionalidade a 0,2%;
c) Não determinado porque o diagrama F/δ não apresenta fase proporcionalidade significativa.

Os materiais metálicos utilizados neste tipo de pontes (ferros pudelados) são constituídos por uma matriz ferrítica com um teor de carbono muito baixo (<0,01%) e elevado teor em fósforo [31], tal como se observa na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 - Propriedades químicas do material da Ponte Zêzere 1º (adaptado de [2])

Elemento químico	% encontrada na amostra	Tolerância máxima segundo BS 4360 - 50 D (%)
Carbono, C	0,00	0.18 (+/-0,04)
Silício, Si	0,12	0,10 a 0,50 (0 a 0,05)
Manganês, Mn	< 0,03	1,5 (+/-0,10)
Enxofre, S	0,04	0,04 (+/-0,10)
Fósforo, P	0,41	0,04 (+/-0,10)

Em consequência do processo metalúrgico utilizado na época, estes materiais contêm quantidades significativas de escórias, tornando-o heterogéneo [31]. A análise dos resultados da Tabela 3.8 revela que a maioria dos provetes não apresentam um limite de elasticidade nem tensões de cedência definidas, uma vez que a maioria das ligas foram trabalhadas a frio [2]. Para o presente estudo optou-se por desprezar os três provetes em que a tensão de cedência

não é conhecida. Através de uma análise probabilística determinou-se a tensão de cedência e tensão de rotura do material metálico, o módulo de elasticidade assumiu-se igual ao único valor existente no ensaio. Observa-se de seguida as propriedades adotadas.

Tabela 3.10 - Propriedades do material metálico adotado

Aço Estrutural	Tensão de cedência - f_y (MPa)	Tensão de rotura - f_u (MPa)	Módulo de Elasticidade - E (GPa)	Coeficiente de Poisson - ν	Peso volúmico - γ (kN/m ³)
S230	230	300	182	0,3	77,01

As características do material que constituem os pilares são também desconhecidas, a inexistência de informação levou a que se optasse pela consulta de bibliografia especializada [62] [64]. Partindo de estruturas semelhantes foi estabelecido o material com as propriedades apresentadas na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 - Características do material adotado para os elementos estruturais de alvenaria

Módulo de Elasticidade - E (GPa)	Coeficiente de Poisson - ν	Peso volúmico - γ (kN/m ³)
20,0	0,2	24,25

Na constituição interna destes elementos de alvenaria de pedra é comum existirem cavidades ou núcleos com materiais diferentes daqueles que compõem o seu contorno, tratando-se na realidade de um material heterogéneo. O valor do módulo de elasticidade pode variar entre os 7 e os 23 GPa [62], sendo o valor indicado na Tabela 3.11 uma estimativa. Os restantes parâmetros (ν e γ) também eles estimados, apresentam pouca variabilidade.

3.6 Levantamento do estado atual da estrutura

Foram efetuadas várias visitas ao local da obra de arte, com o intuito de realizar uma inspeção ao estado da mesma e proceder à sua caracterização geométrica, uma vez que a informação disponível em termos de projeto era insuficiente, como referido anteriormente.

As visitas realizadas permitiram esclarecer inúmeras dúvidas. No local procedeu-se ao desenho de vários esquemas estruturais, possibilitando uma melhor compreensão do funcionamento global da estrutura. O levantamento focou-se não só nas características geométricas, mas também nas anomalias existentes, sendo possível documentá-las fotograficamente.

3.6.1 Levantamento geométrico

Para uma correta análise estrutural é fundamental desenhos precisos, estando especificados todos os pormenores da geometria da estrutura, assim o levantamento geométrico foi tão pormenorizado quanto possível, quer ao nível da dimensão global da obra de arte, quer das dimensões dos elementos que a constituem. Para o efeito utilizaram-se três aparelhos de medição de acordo com a distância a aferir, estes representam-se na Figura 3.36.

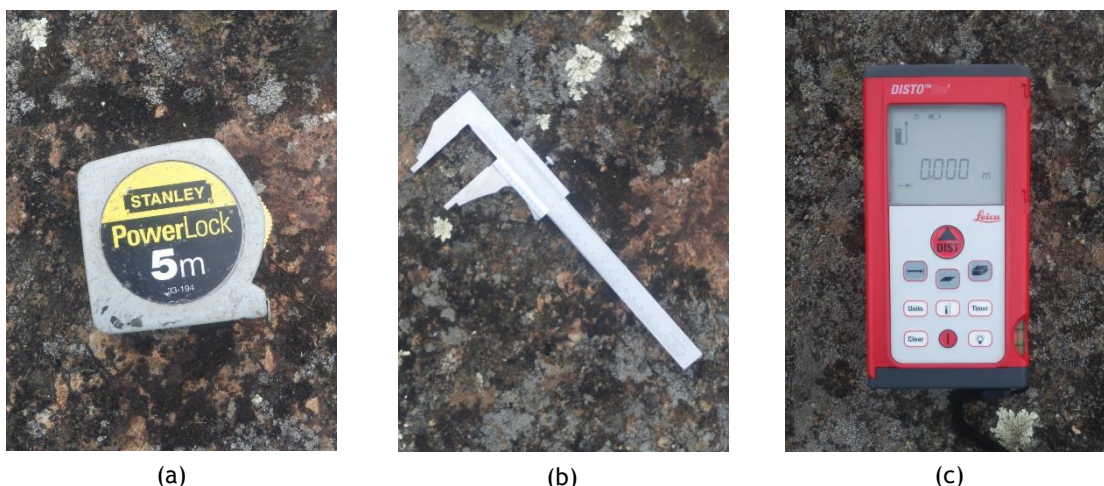


Figura 3.36 - Aparelhos utilizados na medição geométrica da estrutura: (a) Fita métrica; (b) Paquímetro; (c) Distânciômetro

A medição da secção transversal dos elementos foi feita na zona superior do tabuleiro e na zona inferior, para este efeito utilizou-se a escada de acesso presente num dos pilares estribo (P5), recorrendo à utilização de equipamento especializado, foi possível ainda avaliar as dimensões e o estado dos dois aparelhos de apoio presentes. Salienta-se a limitação que houve na inspeção da estrutura, visto que não foi possível visitar o plano inferior do tabuleiro em toda a sua extensão, justificando-se o motivo pela inexistência de qualquer tipo de acesso nos restantes pilares.

3.6.2 Anomalias identificadas

O facto da presente obra de arte ser centenária aumenta a relevância da avaliação do seu estado atual, deste modo após a vistoria interessa referir as principais anomalias detetadas.

Relativamente à estrutura geral são patentes sinais de corrosão generalizada, atingindo uma grande quantidade de elementos (Figura 3.37 (a) e (d)). O cenário detetado não assinala casos graves, no entanto esta anomalia tende a evoluir caso não seja tomada em consideração, podendo afetar de forma crítica a estrutura. Também ao longo de toda a estrutura metálica é visível algum descasque do revestimento de tinta, sendo evidente o aparecimento de corrosão por detrás deste (Figura 3.37 (b) e (c)). Identificou-se ainda a existência de algumas bolsas de ferrugem entre chapas dos perfis compostos, este é um problema típico de pontes metálicas antigas, justifica-se o facto pela deficiente união entre chapas, havendo a tendência destas bolsas se criarem perto das extremidades dos elementos (Figura 3.37 (e)).



Figura 3.37 - Anomalias da estrutura metálica: (a) e (d) Corrosão generalizada nos banzos, carlingas e longarinas; (b) e (c) Descasque do revestimento e sinais de corrosão; (e) Bolsa de ferrugem entre a chapa do banzo superior e cantoneiras

Uma outra anomalia identificada é a existência de algumas chapas dos perfis compostos, nomeadamente nos banzos superiores, que se encontram enfundadas. Existe ainda numa fração muito reduzida alguns elementos com fendas, possivelmente causadas pelo fenómeno de fadiga. Os aparelhos de apoio inspecionados encontram-se em bom estado de conservação, carecendo apenas de lubrificação.

Relativamente às ligações, estes pontos caracterizam-se por serem bastante sensíveis, não só a fenómenos de fadiga, mas principalmente a fenómenos de corrosão. Apesar das ligações na estrutura geral não apresentarem anomalias problemáticas, salienta-se duas situações

localizadas. A primeira diz respeito à ligação entre uma biela transversal a meia altura e o montante, onde a ligação é feita por um parafuso (Figura 3.38 (a)), a utilização deste elemento em detrimento do rebite evidencia uma possível intervenção na estrutura posterior à sua construção, sendo ainda visível um dos furos. A segunda situação caracteriza-se pela falta do rebite entre o contraventamento transversal e a biela transversal a meia altura (Figura 3.38 (b)).



Figura 3.38 - Anomalias em ligações: (a) Ligação aparafusada, sendo visível um furo; (b) Falta de rebite na ligação entre elementos

Os elementos estruturais de alvenaria de pedra encontram-se de um modo geral em boas condições. Durante a inspeção não se observou anomalias estruturais consideradas relevantes, como por exemplo: desagregação dos materiais, esmagamento e abertura de fendas. É possível apenas referir a manifestação de pequenas eflorescências de cor branca em zonas muito localizadas. A explicação para tal diz respeito a pequenas infiltrações entre a alvenaria aparelhada com posterior migração da solução aquosa e sua respetiva evaporação [20]. Salienta-se que qualquer pormenor relacionado com a possível degradação destes elementos é muito localizado, não colocando em risco a sua estabilidade.

Em termos não estruturais detetaram-se diversas anomalias consequentes do abandonado da ponte, sendo recomendável a sua documentação. O passeio existente é constituído por um ripado de madeira, este encontra-se bastante degradado, havendo diversas zonas em que o material é inexistente, também as guardas de segurança localizadas nas laterais da estrutura estão em mau estado, existindo mesmo situações em que permitem vibrações excessivas. Verificou-se que a grande maioria das travessas de madeira encontram-se deterioradas, incapazes de cumprir a sua função. Importa referir que um incêndio localizado nas proximidades da obra contribuiu para a degradação deste tipo de material. Por último constata-se que os carris em zonas pontuais estão completamente empenados, desconhecendo a causa para tal.

Capítulo 4

4. Avaliação do comportamento estrutural da Ponte do Corge

4.1 Introdução

Para além da necessidade de garantir a estabilidade das construções em fase de projeto é igualmente indispensável garantir o seu correto funcionamento durante a fase de serviço e durante os possíveis reforços. A caracterização do comportamento estrutural de uma estrutura existente pode ser realizada de várias formas, como por exemplo a aplicação de sistemas de monitorização que permitem a recolha de dados e possibilitam conhecer certos parâmetros da estrutura. Uma outra forma de análise estrutural diz respeito à conceção de um modelo numérico com as necessárias simplificações, conhecendo previamente as propriedades geométricas e mecânicas dos elementos estruturais. Neste último contexto, torna-se necessário a quantificação de determinadas grandezas, podendo a sua atuação ser individual ou combinada com determinadas ações.

No presente estudo a avaliação da resposta estrutural da ponte metálica é realizada através de um modelo numérico, desta forma ao longo deste capítulo são descritos os principais aspetos relacionados com a sua construção, justificando também algumas das simplificações tomadas. Será apresentada a quantificação de ações, bem como a sua combinação e por último a análise da segurança estrutural da atual Ponte do Corge.

4.2 Modelação numérica

A modelação tridimensional da estrutura foi efetuada recorrendo ao *software* de análise estrutural *Robot Structural Analysis Professional 2015*, utilizando para o efeito elementos do tipo barra. Embora seja possível determinar o valor dos esforços de vários elementos estruturais através de cálculos manuais, apenas um modelo de cálculo que englobe o conjunto de toda a estrutura permite simular um comportamento próximo da realidade para as ações que a estrutura está sujeita.

A criação do modelo de cálculo divide-se em várias fases. Inicialmente foi necessário gerar uma malha de eixos estruturais, tendo por base a geometria global da estrutura, definiram-se os materiais e as secções dos elementos estruturais à semelhança do existente, atribuindo numa fase posterior a cada elemento linear a sua respetiva secção. Para o efeito, as secções têm de constar na base de dados do *software*.

Salienta-se que apenas se apresenta o modelo final da estrutura, este foi sofrendo algumas alterações de modo a estar o mais próximo da realidade possível. A Figura 4.1 refere-se ao modelo estrutural da Ponte do Corge.



Figura 4.1 - Vista tridimensional do modelo estrutural da Ponte do Corge

4.2.1 Convenções

As convenções adotadas são as utilizadas no *software Robot Structural Analysis Professional 2015*, com o objetivo de tornar mais compreensível a leitura e análise de resultados.

4.2.1.1 Sistemas de eixos

O sistema de eixos global usado na análise global da estrutura foi o seguinte:

- Eixo x (Azul) - Eixo horizontal paralelo ao plano transversal da estrutura;
- Eixo y (Verde) - Eixo horizontal perpendicular ao plano transversal da estrutura;
- Eixo z (Vermelho) - Eixo vertical paralelo ao plano transversal da estrutura.

A Figura 4.2 ilustra a definição de eixos descrita anteriormente.

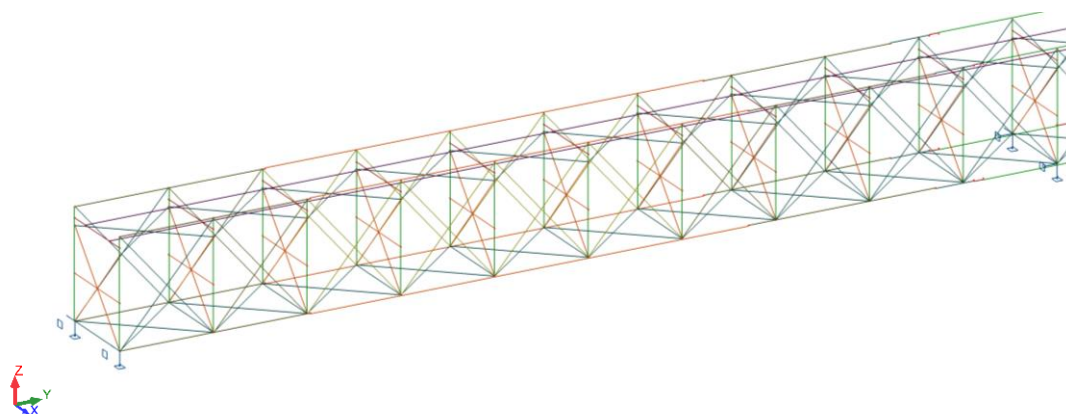


Figura 4.2 - Sistema de eixos global

Na análise local de secções, o sistema de eixos utilizado varia, uma vez que o posicionamento do eixo y depende do eixo de maior inércia da respetiva secção, desta forma existem dois tipos de eixos locais. Salienta-se que o eixo y pode não ser sempre horizontal, tal como é utilizado habitualmente pelo Eurocódigo 3.

- Eixo x (Azul) - Eixo normal ao plano da secção;
- Eixo y (Verde) - Eixo de maior inércia;
- Eixo z (Vermelho) - Eixo de menor inércia.

Representa-se na Figura 4.3 os tipos de sistema de eixos locais em função da inércia da secção, sendo que em (a) o eixo y é o horizontal e em (b) o eixo horizontal é o z.

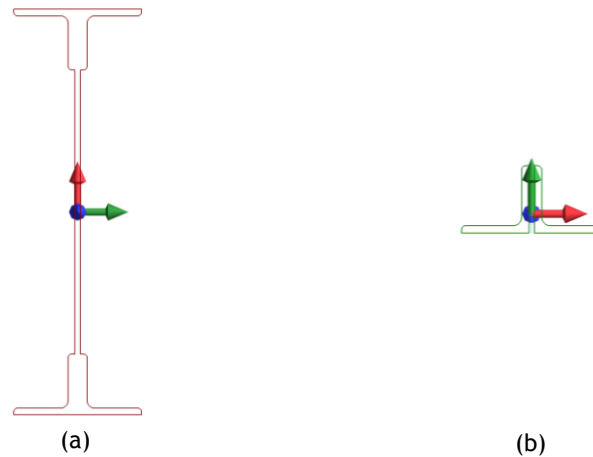


Figura 4.3 - Convenção de sistema de eixos locais: (a) Carlinga com respetivo sistema de eixos; (b) Montante com respetivo sistema de eixos

4.2.2 Geometria

4.2.2.1 Malha

A malha estrutural tem por objetivo auxiliar a modelação da estrutura, esta consiste numa grelha tridimensional, cuja geometria corresponde ao modelo global. Na Figura 4.4 representa-se parte da malha estrutural.

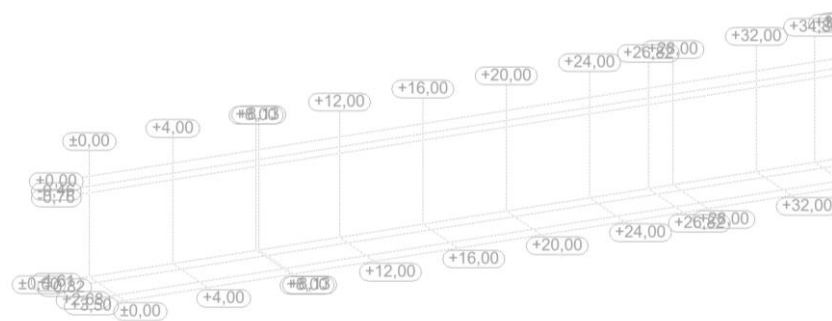


Figura 4.4 - Perspetiva da malha estrutural

4.2.3 Elementos estruturais

Todos os elementos estruturais foram modelados como elementos de barra, tendo um nó em cada extremidade com seis graus de liberdade, sendo três de translação e três de rotação. Como referido no Capítulo 3, as secções transversais caracterizam-se por serem secções compostas, ou seja, os diversos elementos que compõem um elemento estrutural estão ligados

entre si através de rebites, deste modo optou-se apenas por modelar a sua secção resistente. A introdução das secções transversais de cada elemento levou à criação de uma base de dados no *software* denominada por “*Ponte do Corge*”, para tal recorreu-se à importação de ficheiros em formato *.dxf* interpretados subsequentemente pelo *software* de cálculo. Apresenta-se na Figura 4.5 a introdução de uma das secções transversais, esta diz respeito a um banzo superior.

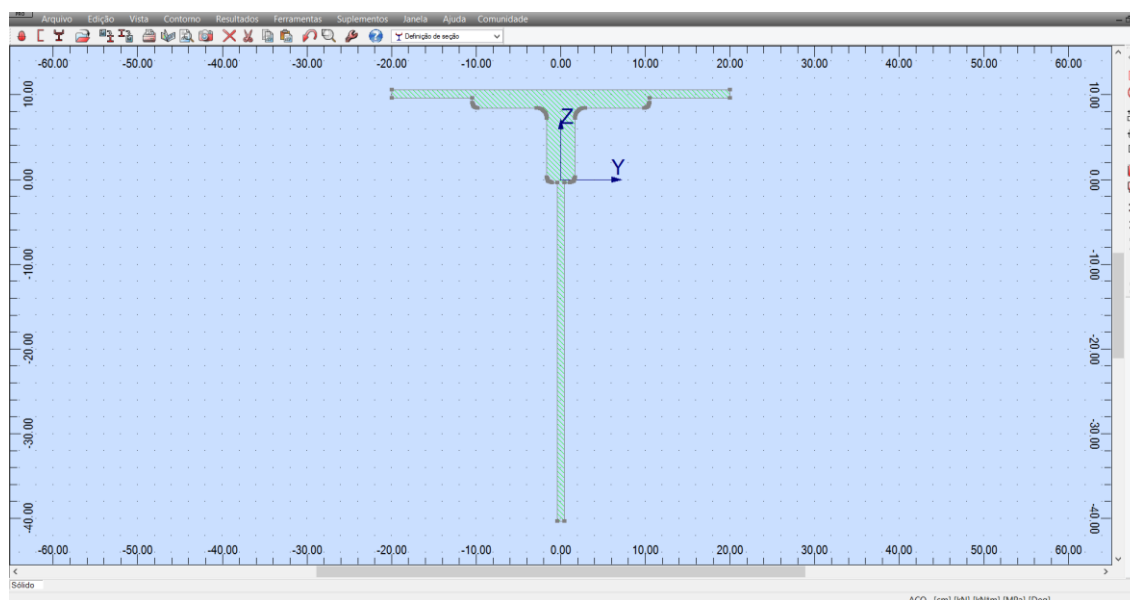


Figura 4.5 - Criação de secções transversais no *software Robot Structural Analysis Professional 2015*

Após a introdução da secção transversal é realizado pelo *software* o cálculo das suas propriedades geométricas, sendo possível comprovar a sua correta modelação comparando os resultados obtidos pelo ficheiro AutoCad. Neste processo verificou-se por vezes que as propriedades geométricas dos elementos no *software* de cálculo não são exatamente iguais, mas sim próximas às do ficheiro AutoCad, este facto é explicado pela discretização das curvas dos elementos. Posteriormente à base de dados gerada procedeu-se à atribuição das secções dos elementos estruturais, estabelecendo ainda alguns ajustes, apresentados na secção 4.2.6 - Pormenores.

Tendo em conta o elevado número de elementos estruturais, procedeu-se à organização das barras em grupos e respetiva numeração de todo o conjunto.

4.2.4 Materiais

Na elaboração do modelo de cálculo foi necessário definir um novo material referente ao material metálico da Ponte do Corge. As suas características gerais como determinado anteriormente, dizem respeito a um aço do tipo S230, tendo uma tensão de cedência $f_y=230$ MPa e tensão última $f_u=300$ MPa, com módulo de elasticidade $E=182$ GPa e peso unitário de $77,01$ kN/m³. Na Figura 4.6 encontram-se listadas as características adotadas no modelo.

The dialog box 'Definição de material' has tabs for 'Aço', 'Concreto', 'Alumínio', 'Madeira', and 'Outros'. The 'Aço' tab is selected. The 'Nome' field is 'AÇO CORGE' and the 'Descrição' field is 'Aço - Ponte do Corge'. The 'Elasticidade' section includes: Módulo de Young, E: 182000.00 (MPa); Coeficiente de Poisson, v: 0.3; Módulo de cisalhamento, G: 80800.00 (MPa). The 'Resistência' section includes: Características: 230.00 (MPa); Fator de redução de cisalh.: 1.73; Resistência limite da tensão: 300.00 (MPa). Other fields include: Dens. de força (peso unitário): 77.01 (kN/m³); Coef. de expansão térmica: 0.000011 (1/°C); Relação de amortecimento: 0.04. A checkbox 'Aço recozido' is checked. Buttons at the bottom are 'Adicionar', 'Excluir', 'OK', 'Cancelar', and 'Ajuda'.

Figura 4.6 - Definição do aço estrutural

4.2.5 Condições de apoio

A modelação dos apoios respeitou a situação existente, sendo a estrutura composta por dois tipos de apoios: apoios móveis e apoios fixos.

Os apoios de articulações móveis apenas possuem uma translação livre - direção longitudinal U_y , enquanto as restantes translações (U_x e U_z) permanecem bloqueadas. Relativamente às rotações, é apenas possível ao apoio rodar em torno do eixo global x (Figura 4.7 (a)).

No que diz respeito aos apoios de articulações fixas, estes possuem as três translações travadas (U_x , U_y e U_z), enquanto as rotações, tal como nos apoios móveis, encontram-se bloqueadas em torno dos eixos globais y e z. (Figura 4.7 (b)).

The dialog box 'Definição de apoio' has tabs for 'Rígido', 'Elástico', 'Atrito', 'Folga', and 'Não linear'. The 'Rígido' tab is selected. The 'Legenda' field is 'Apoio Móvel'. Under 'Direções fixas', the following are checked: UX, UZ, RY, and RZ. The 'Levantamento' column for all directions is set to 'Nenhum'. There is a section for 'Ângulo' with a diagram and a 'Direção' button. Buttons at the bottom are 'Avançado...', 'Adicionar', 'Fechar', and 'Ajuda'.

(a)

The dialog box 'Definição de apoio' has tabs for 'Rígido', 'Elástico', 'Atrito', 'Folga', and 'Não linear'. The 'Rígido' tab is selected. The 'Legenda' field is 'Apoio Fixo'. Under 'Direções fixas', all directions (UX, UY, UZ, RX, RY, RZ) are checked. The 'Levantamento' column for all directions is set to 'Nenhum'. There is a section for 'Ângulo' with a diagram and a 'Direção' button. Buttons at the bottom are 'Avançado...', 'Adicionar', 'Fechar', and 'Ajuda'.

(b)

Figura 4.7 - Condição de apoio: (a) Apoio Móvel; (b) Apoio Fixo

De forma a elucidar a localização dos vários aparelhos de apoio no modelo de cálculo, apresenta-se de seguida (Figura 4.8) um esquema das suas posições, estando à esquerda o sentido para a Covilhã e à direita o sentido para a Guarda.

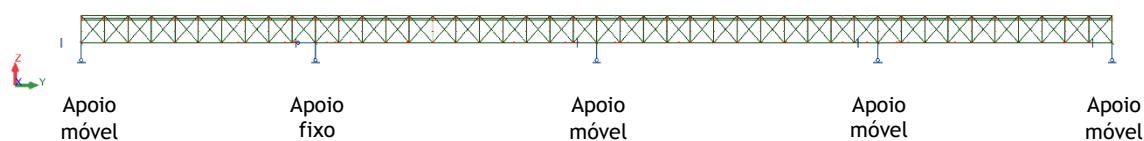


Figura 4.8 - Esquema da localização dos aparelhos de apoio no modelo de cálculo

4.2.6 Pormenores

Constitui objeto do presente subcapítulo a apresentação de alguns aspetos específicos relativamente à modelação da estrutura.

Na modelação de peças lineares, o eixo do elemento estrutural coincide com o centro de gravidade da secção transversal. A introdução de barras é feita em relação ao seu eixo, logo alguns elementos aquando da sua modelação não ficam corretamente posicionados, este facto levou à criação de “offsets” para ajustar a sua localização. A ferramenta utilizada no *software* é equivalente à criação de barras com elevada rigidez nas extremidades do elemento estrutural, posicionando-o corretamente. Segue-se uma breve demonstração do descrito anteriormente, para tal criou-se um modelo simples no *software Robot Structural Analysis Professional 2015* onde se introduziu dois “offsets” verticais junto aos apoios (offset 1 e 2), tal como demonstra a Figura 4.9 (a) e um outro modelo com as mesmas características do que o referido anteriormente, substituindo os “offsets” por barras rígidas equivalentes (barra 1 e 2), cuja modelação foi feita no *software Ftool* - Figura 4.9 (b).

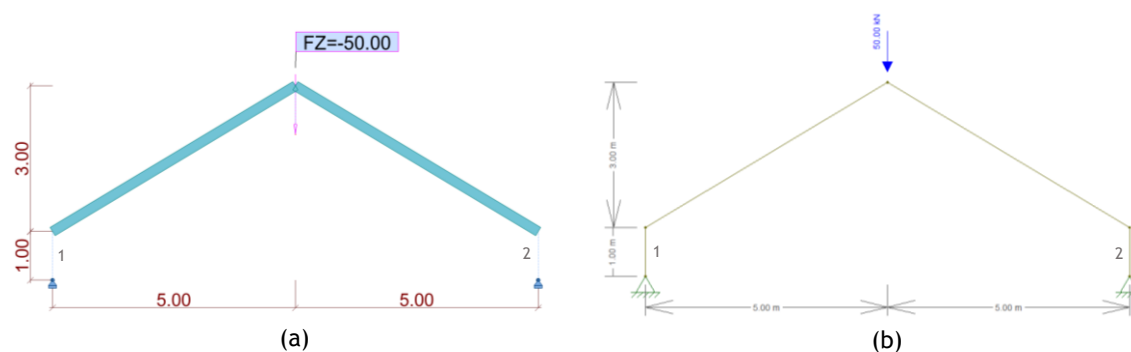


Figura 4.9 - Modelo de cálculo para comparação de “offsets” com barras rígidas: (a) Modelo de cálculo com “offsets” no *software Robot Structural Analysis Professional 2015*; (b) Modelo de cálculo com barras rígidas no *software Ftool*

A secção transversal utilizada foi a mesma nos dois modelos, tendo-se arbitrado uma carga a atuar no nó superior com valor de 50 kN. Posteriormente ao cálculo dos dois modelos, verificou-se que os esforços quer de compressão, quer de flexão apresentam o mesmo valor, segue-se a apresentação apenas do diagrama de momentos fletores com respetivas reações.

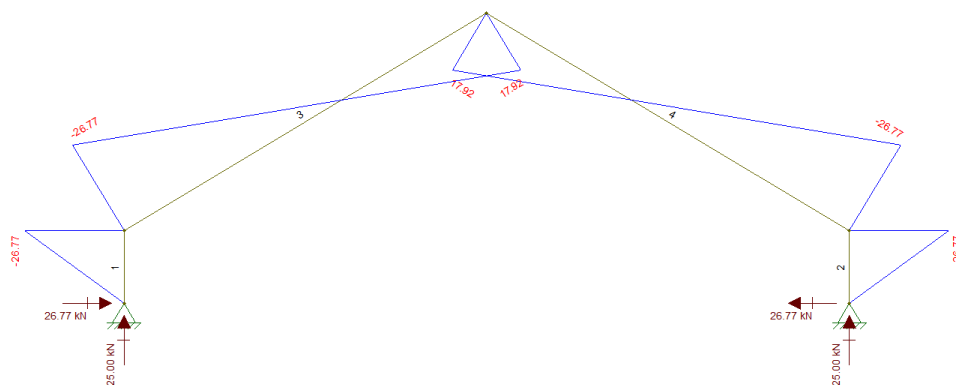


Figura 4.10 - Diagrama de momentos fletores [kNm] - Modelo de cálculo (b)

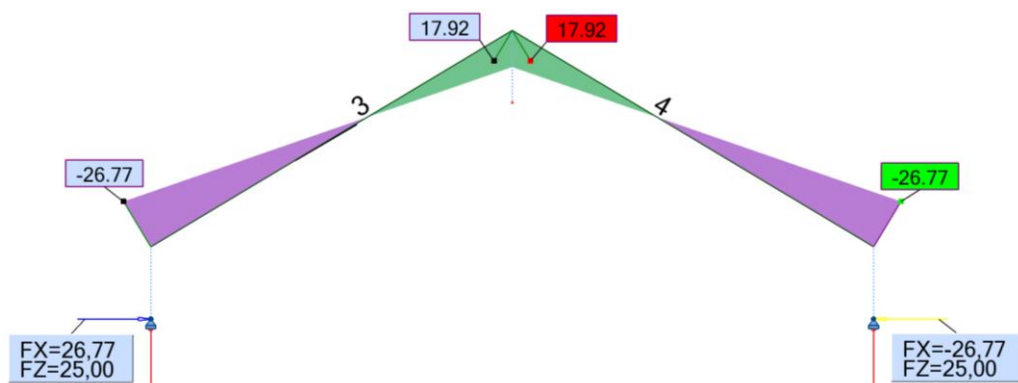


Figura 4.11 - Diagrama de momentos fletores [kNm] - Modelo de cálculo (a)

Comparando os resultados obtidos nos dois modelos, confirma-se que a introdução de “*offsets*” é equivalente à introdução de barras rígidas, constata-se ainda que as excentricidades dos esforços axiais dão origem a momentos fletores secundários.

Veja-se como exemplo um caso em que foi realizado um ajuste do posicionamento dos elementos estruturais. Para os banzos superiores e inferiores existem várias secções transversais, dependendo do número de chapas que este é constituído. A alma destas secções em T mantém-se sempre à mesma cota, sendo necessário efetuar um ajuste no modelo de modo a aproximar-se da realidade (Figura 4.12 (a) e (b)).

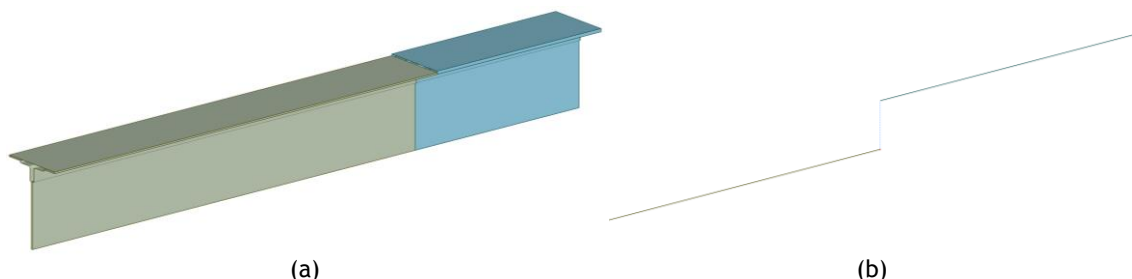


Figura 4.12 - Introdução de “*offsets*” nos banzos superiores: (a) Elemento estrutural com dois tipos de secção; (b) Vista do “*offset*” vertical entre banzos com o nó em comum

Um outro exemplo corresponde aos montantes correntes, estes situam-se na zona interior dos banzos superiores e inferiores. Foi também necessário colocar estes elementos na sua correta

posição, tal como se pode verificar na Figura 4.13 (a) e (b). Uma das abas das duas cantoneiras existentes situam-se á face da alma das secções em T.

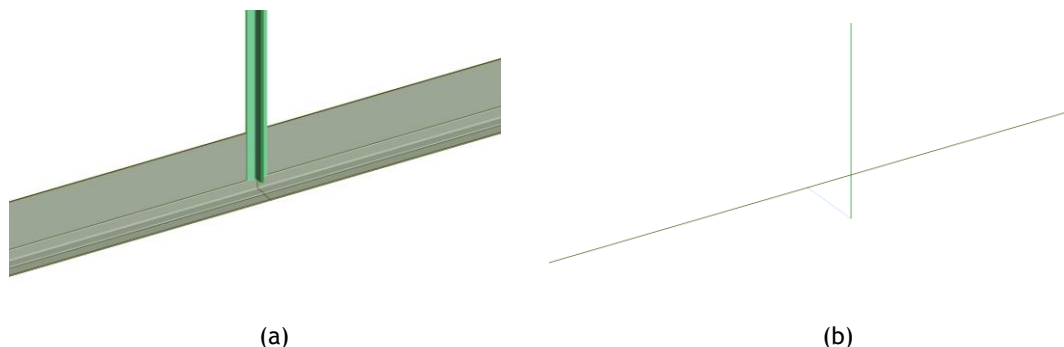


Figura 4.13 - Introdução de “offsets” nos montantes: (a) Perspetiva do montante na zona interior do banzo inferior; (b) Pormenor do “offset” horizontal junto ao banzo inferior

Ao longo do desenvolvimento da estrutura as diagonais podem posicionar-se de duas formas distintas: no interior ou no exterior dos banzos. Cada módulo é constituído por duas diagonais e dependendo da sua localização ao longo do vão, uma delas encontra-se no exterior da estrutura e outra no interior, tal como se observa na Figura 4.14.

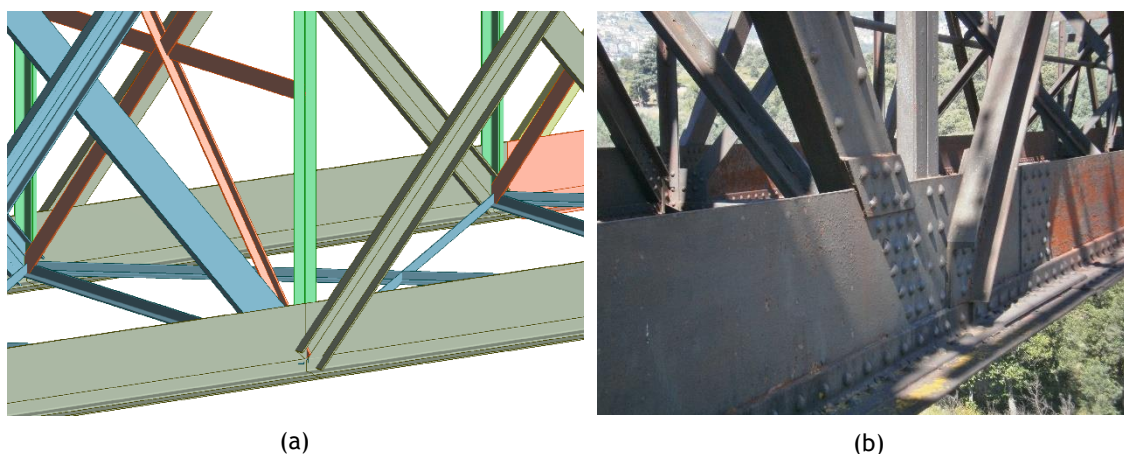


Figura 4.14 - Posição das diagonais: (a) Pormenor de um nó do banzo inferior da estrutura no modelo de cálculo; (b) Pormenor de um nó do banzo inferior da estrutura, destacando a posição das diagonais

Os tramos de extremidade (Tramo A e D) com 10 módulos no seu total, apresentam 4 deles com as diagonais exteriores no sentido ascendente e os 6 no sentido descendente, tal como se observa na Figura 4.15. Já os tramos interiores (Tramo B e C) contabilizam 12 módulos, sendo que em metade destes as diagonais exteriores estão no sentido ascendente e outra metade no sentido descendente (Figura 4.16).

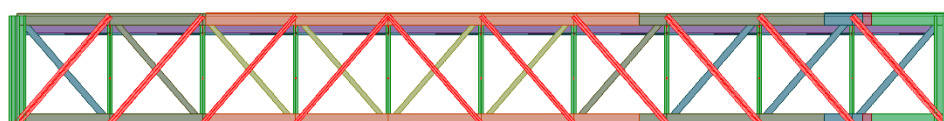


Figura 4.15 - Alçado do tramo de extremidade com as diagonais exteriores destacadas

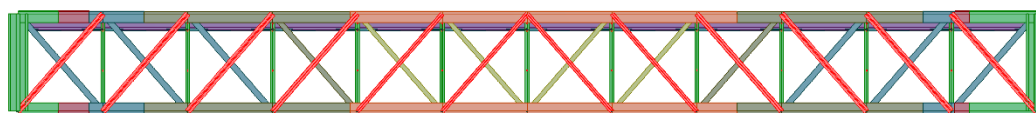


Figura 4.16 - Alçado do tramo interior com as diagonais exteriores destacadas

O motivo da disposição das diagonais ser realizado desta forma deve-se ao facto de uma delas receber maioritariamente esforços de compressão, correspondendo esta à diagonal exterior, conforme mais à frente se constatará, já as diagonais interiores encontram-se no geral tracionadas.

Em diversos elementos foi ainda necessário proceder à sua rotação em torno do seu eixo longitudinal, colocando a secção na posição correta. Refere-se como exemplo o caso dos banzos inferiores.

Por último, apresenta-se na Figura 4.17 um pormenor de um corte da estrutura modelada, com respetivas cotagens.

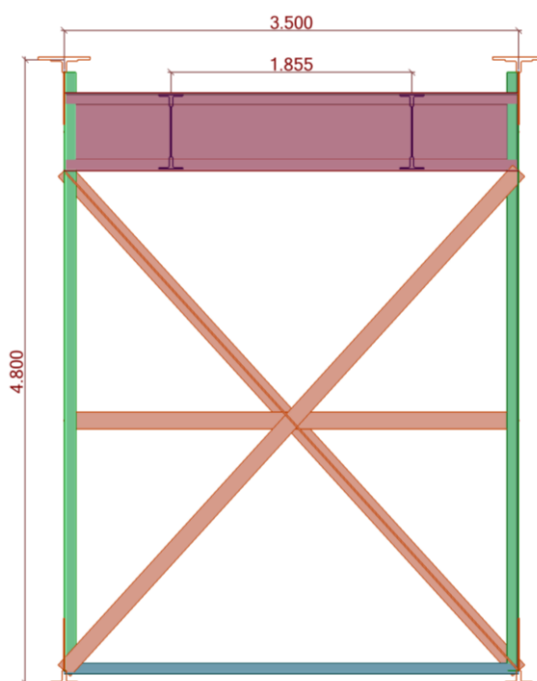


Figura 4.17 - Pormenor de um corte do modelo de cálculo com respetivas cotagens

4.2.7 Validação do modelo

No processo de modelação da estrutura são vários os erros que podem ocorrer, levando a esforços e deformadas incorretas. É indispensável uma validação do modelo de cálculo, de forma a confirmar a correta inserção de dados, a validação consiste em comparar a geometria, esforços ou deformadas com valores que seriam expectáveis.

Para o caso de estudo foram feitas duas verificações, a primeira diz respeito à comparação do peso próprio da estrutura fornecido pelo *software* com o valor calculado manualmente, desta

forma o valor fornecido foi de 2178,70 kN, sendo igual ao valor determinado manualmente. A segunda verificação teve em conta a deformada global da estrutura considerando apenas o seu peso próprio, o valor máximo obtido foi de 4,42 mm correspondente ao eixo z. Tendo em conta o maior vão que a ponte apresenta, cujo valor é 48,0 m o deslocamento considera-se admissível.

Através da avaliação destes resultados é possível aferir que o modelo de cálculo é viável, adequando-se ao estudo desenvolvido.

4.3 Quantificação e modelação de ações

A avaliação da resposta estrutural da ponte envolve a quantificação de determinadas grandezas que possam produzir tensões, esforços ou deformações significativas para a segurança da estrutura. Dependendo da sua variabilidade no tempo e probabilidade de ocorrência, as ações podem ser classificadas em ações permanentes, variáveis e acidentais. Para o caso de estudo apenas foram consideradas as duas primeiras.

4.3.1 Ações permanentes

Definem-se por ações permanentes todas as cargas que resultam da ação da gravidade sobre a massa dos elementos da estrutura ou nesta aplicadas, correspondendo a ações que ocorrem praticamente toda a vida útil da estrutura. Deste modo, o peso próprio da estrutura, incluindo o peso de todos os elementos constituintes da via incluem-se nesta secção.

- **Peso Próprio da Estrutura**

O valor desta ação contabiliza o peso de todos os elementos que constituem a estrutura metálica, tendo por base a sua geometria e a sua densidade. Numa primeira fase determinou-se o seu valor através do *software* de cálculo, tal como se visualiza na Tabela 4.1, seguindo-se numa segunda fase à sua confirmação manualmente.

Tabela 4.1 - Valores das reações no modelo de cálculo

Nó	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
1	0,0	0,0	95,56	0,0	0,0	0,0
2	0,0	0,0	95,56	0,0	0,0	0,0
31	10,59	0,0	300,19	0,0	5,97	0,0
32	-10,59	0,0	300,19	0,0	-5,97	0,0
71	10,39	0,0	297,84	0,0	5,94	0,0
72	-10,39	0,0	297,84	0,0	-5,94	0,0
111	10,59	0,0	300,19	0,0	5,97	0,0
112	-10,59	0,0	300,19	0,0	-5,97	0,0
141	0,0	0,0	95,56	0,0	0,0	0,0
142	0,0	0,0	95,56	0,0	0,0	0,0
TOTAL	0,0	0,0	2178,70	0,0	0,0	0,0

Contabilizando todas as reações verticais nos dez apoios, é possível determinar o peso próprio da estrutura, este corresponde a 2178,70 kN, sendo equivalente a 217,87 ton. A massa dos elementos secundários, designadamente das chapas de ligação e rebites não foram quantificadas no modelo, levando a que o valor obtido seja inferior ao real, contudo este facto não se torna relevante para a verificação da segurança da estrutura.

• Carril

O armamento da via será constituído por um carril do tipo 60E1 (UIC60) [55], apresentando um peso de 60,21 Kg/m [65] o que corresponde aproximadamente a 0,60 kN/m. As suas propriedades geométricas encontram-se na Tabela 4.2. A totalidade de carga destes elementos apresenta o valor de 1,20 kN/m.

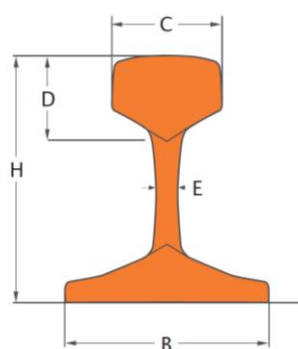


Tabela 4.2 - Propriedades geométricas - Carril 60E1

Dimensões [mm]	
H	172,00
B	150,00
C	72,00
D	51,00
E	16,50
Área [cm ²]	76,70

Figura 4.18 - Representação do carril 60E1 (adaptado de [65])

• Travessas

As travessas consideradas são de madeira (material de pinho). Apresentam as dimensões de 18x26x280 [cm] e encontram-se espaçadas de 60 cm, contabilizando seis travessas entre as carlingas. Para o seu peso volúmico tomou-se como referencia o valor 8,4 kN/m³, do qual resulta para a quantificação destes elementos o valor de 1,83 kN/m, contudo a NP EN 1991-1-1 considera o valor de 1,90 kN/m para travessas de madeira com meios de fixação. Desta forma para o peso próprio das travessas foi adotada a carga mais gravosa, cujo valor é 1,90 kN/m.

• Guardas e Passeio

O tabuleiro encontra-se ladeado por um sistema de guardas e um passeio. As cargas correspondentes a estes elementos foram estimadas, para tal procedeu-se à medição da sua secção transversal, tendo em conta a área de influência. O valor adotado foi de 0,60 kN/m, salienta-se alguma indefinição neste valor, visto tratar-se de uma aproximação.

• Catenárias

A eletrificação da via férrea obriga à instalação de um sistema de catenária, sendo composto por cabos alinhados por cima da via e postes que os suportam. A distância máxima entre postes consecutivos em alinhamento reto é de 63,0 m, logo para o atual estudo considerou-se que os

postes de catenária coincidem com os pilares, tendo um espaçamento de 40,0 e 48,0 m. No total existem cinco postes de cada lado da ponte. Para a estimativa do seu peso considerou-se que cada poste de catenária, incluindo o peso dos cabos possui a carga pontual de 2,0 kN.

• Ligações

O peso dos elementos secundários de ligação, nomeadamente das chapas de gousset e rebites, não foi quantificado. Comparativamente ao valor do peso total da estrutura, o peso das referidas ligações apresenta uma percentagem residual. Em contrapartida, esta desvalorização é de algum modo compensada no modelo numérico, devido à impossibilidade da correta definição na união de nós.

A modelação das cargas permanentes foi simulada através de cargas uniformemente distribuídas, exceto a carga referente às catenárias em que se utilizaram forças concentradas nos nós. Observa-se nas Figuras 4.19 a 4.22 a aplicação de cada carga permanente no modelo de cálculo, sendo que as cargas referentes aos carris e travessas foram aplicadas nas longarinas, já as cargas das guardas e passeios foram aplicadas nos banzos superiores e por último, as cargas referentes às catenárias foram aplicadas no nó superior dos montantes sobre os pilares, somando-se no total 10 cargas concentradas.

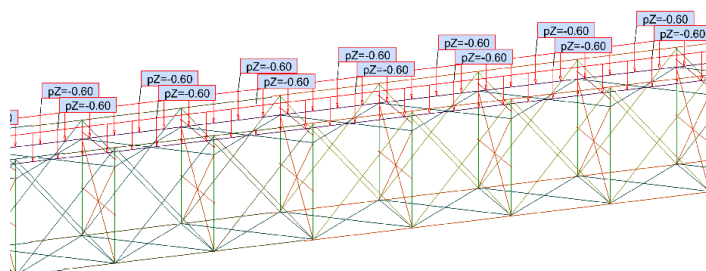


Figura 4.19 - Modelação da carga referente aos carris aplicada nas longarinas

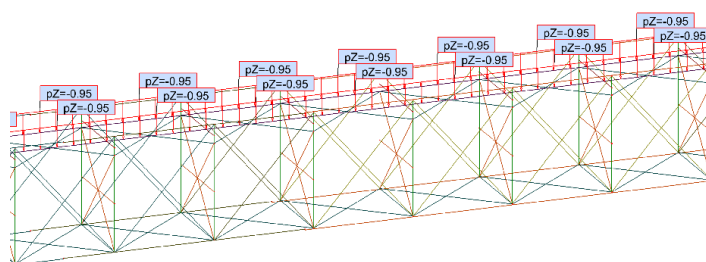


Figura 4.20 - Modelação da carga referente às travessas aplicada nas longarinas

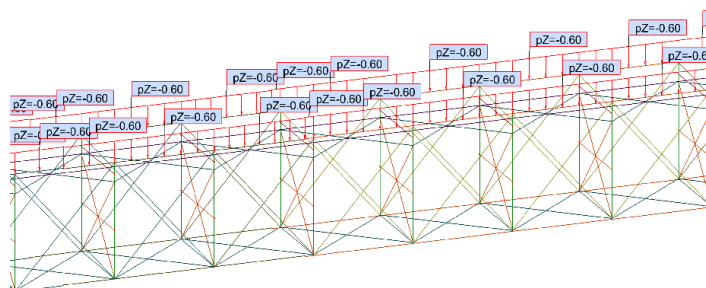


Figura 4.21 - Modelação da carga referente às guardas e passeios aplicada nos banzos superiores

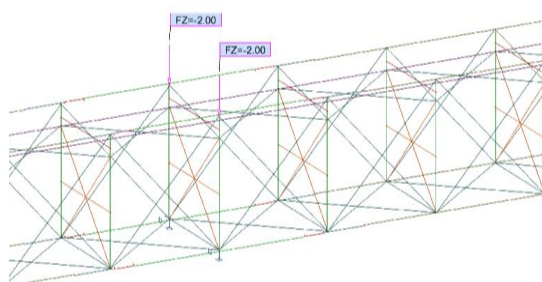


Figura 4.22 - Modelação da carga referente às catenárias aplicada nos montantes sobre os pilares

4.3.2 Ações variáveis

As ações variáveis interpretam-se como ações que variam de intensidade de forma significativa ao longo da vida útil da estrutura. Estas podem ser classificadas em diretas, indiretas e dinâmicas. As ações variáveis diretas dizem respeito a ações provocadas pela utilização das estruturas quer por parte de pessoas, quer pelo tráfego e ainda pelas ações ambientais correspondentes ao vento e neve. As indiretas representam as ações térmicas e por último as ações dinâmicas correspondem a ações provocadas por qualquer tipo de aceleração que causem solicitações na estrutura, de que é exemplo o sismo.

No caso de estudo considerou-se para além da ação do tráfego ferroviário, a ação do vento e do sismo, a sua quantificação teve em conta o definido nas respetivas normas nacionais e europeias. Refere-se que se optou por não considerar a ação da neve, uma vez que o acréscimo de carga associado a esta ação é reduzido.

4.3.2.1 Sobrecarga ferroviária

Para pontes ferroviárias a EN1991-2, especifica cinco tipos diferentes de modelos de carga (ver secção 2.6.2.1). O modelo de carga adotado no presente estudo corresponde ao SW/2, este caracteriza o efeito estático das ações verticais devido ao tráfego ferroviário pesado. Em comparação com o modelo SW/0 (representa o tráfego normal) é possível afirmar que o SW/0 é menos conservativo do que o SW/2. As duas cargas distribuídas no modelo SW/2 com igual valor de 150 kN/m (Figura 4.23 e Tabela 4.3), equivalem aproximadamente a uma carga total de 750 ton. A seleção do referido modelo de carga baseou-se na capacidade de provocar esforços superiores quando comparado com os restantes.

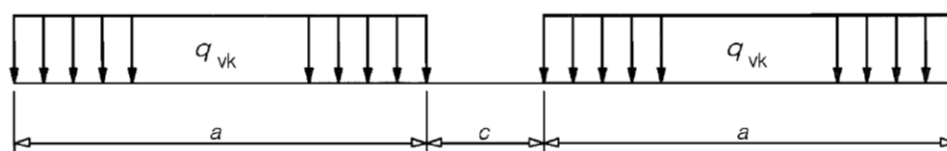


Figura 4.23 - Modelo de carga SW/2 (adaptado de [45])

Tabela 4.3 - Valores característicos do modelo de carga SW/2 (adaptado de [45])

Load Model	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/2	150	25,0	7,0

Relativamente às ações horizontais provocadas pela ação do tráfego ferroviário, apenas se considerou as forças de arranque e frenagem, uma vez que para o caso de estudo revelam-se como as mais condicionantes. Ainda, neste grupo de ações optou-se por considerar somente os efeitos de frenagem, desprezando a força de arranque, dado que o valor regulamentar atribuído à força de frenagem ($35 [kN/m] \times L_{a,b} [m]$) é superior à força de arranque ($33 [kN/m] \times L_{a,b} [m]$).

A simulação da sobrecarga ferroviária (ação vertical e horizontal), foi realizada através de cargas uniformemente distribuídas, aplicadas diretamente nas longarinas de 4,0 m. De forma simplificada optou-se por modelar a carga no espaçamento referido ao longo da estrutura. Deste modo, cada carregamento do modelo de carga adotado conta com uma extensão de 24,0 m (4,0x6,0) e não de 25,0 m, estando separados com uma distância de 8,0 m (4,0x2,0) ao invés de 7,0 m (Ver Figura 4.23 e Tabela 4.3). Considera-se que este ajuste não apresenta uma influencia significativa nos resultados, tendo simplificado o processo de modelação da sobrecarga, uma vez que não foi necessário criar novos nós na estrutura e permite ainda movimentar a carga longitudinalmente ao longo da ponte.

A sobrecarga ferroviária começa por atuar inicialmente nas longarinas do tramo de extremidade, seguindo o seu percurso até percorrer totalmente a estrutura, tal como se observa na Figura 4.24 à Figura 4.26.

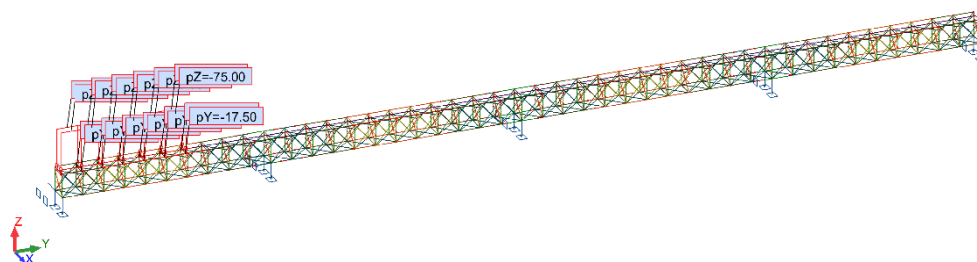


Figura 4.24 - Sobrecarga ferroviária a atuar no Tramo A

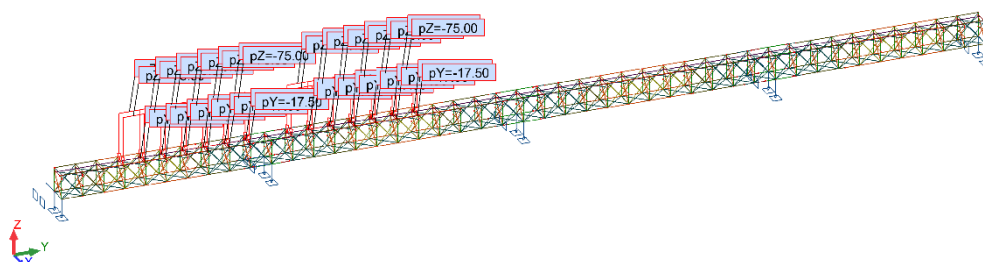


Figura 4.25 - Sobrecarga ferroviária a atuar no Tramo A e Tramo B

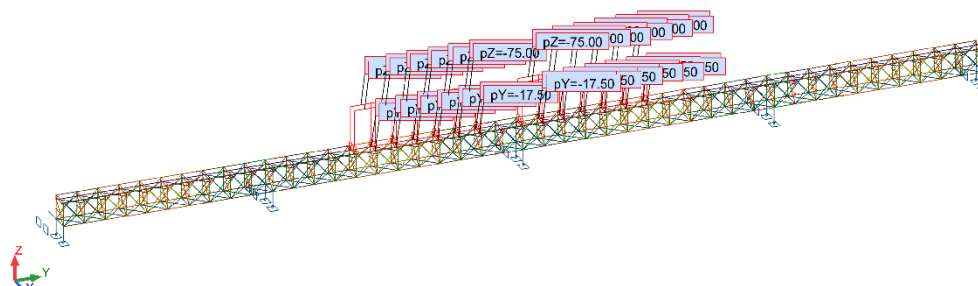


Figura 4.26 - Sobrecarga ferroviária a atuar no Tramo B e Tramo C

A força de frenagem pode ocorrer nos dois sentidos e uma vez que o aparelho de apoio fixo não se encontra ao centro do tabuleiro, esta ação provoca esforços diferentes conforme o seu sentido. A contabilização deste efeito foi tomada em consideração na modelação da sobrecarga.

4.3.2.2 Ação do vento

A ação do vento nas construções é exercida sob a forma de pressões, atuando perpendicularmente às superfícies. Para o presente estudo a sua quantificação encontra-se definida na NP EN 1991-1-4, adotando-se ainda uma metodologia com base no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes.

Apesar de se tratar de uma ação dinâmica, a sua quantificação geralmente é feita por meio de forças estáticas equivalentes [66]. No que se refere a pontes a norma NP EN 1991-1-4 possui um campo de aplicação limitado, não abrangendo pontes com vão superior a 200 m, pontes suspensas e de tirantes, sendo que para o caso de estudo estas restrições não se aplicam.

Para determinar o valor de cálculo desta ação é necessário determinar vários parâmetros. A Tabela 4.4 indica o procedimento para a sua quantificação.

Tabela 4.4 - Procedimentos de cálculo para a determinação das ações do vento (adaptado de [44])

Parâmetro	Referência
Pressão dinâmica de pico q_p	
- valor de referência da velocidade do vento v_b	4.2(2)P
- altura de referência z_e	Secção 7
- categoria de terreno	Quadro 4.1
- valor característico da pressão dinâmica de pico q_p	4.5(1)
- intensidade de turbulência I_v	4.4
- velocidade média do vento v_m	4.3.1
- coeficiente de orografia $c_o(z)$	4.3.3
- coeficiente de rugosidade $c_r(z)$	4.3.2
Pressões exercidas pelo vento (sobre revestimentos, ligações e elementos de construção, por exemplo)	
- coeficiente de pressão exterior c_{pe}	Secção 7
- coeficiente de pressão interior c_{pi}	Secção 7
- coeficiente de pressão resultante $c_{p,net}$	Secção 7
- pressão exterior exercida pelo vento: $w_e = q_p c_{pe}$	5.2(1)
- pressão interior exercida pelo vento: $w_i = q_p c_{pi}$	5.2(2)
Forças exercidas pelo vento sobre as construções (cálculo dos efeitos globais do vento, por exemplo)	
- coeficiente estrutural c_{scd}	Secção 6
- força exercida pelo vento F_W calculada a partir de coeficientes de força	5.3(2)
- força exercida pelo vento F_W calculada a partir de coeficientes de pressão	5.3(3)

Primeiramente é necessário calcular a pressão dinâmica de pico à altura z acima do solo, $q_p(z)$, sendo definida pela seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (4.1)$$

Na qual, ρ representa a massa volúmica do ar cujo valor recomendado é $1,25 \text{ Kg/m}^3$ [44], $v_m(z)$ representa a velocidade média do vento e $I_v(z)$ a intensidade de turbulência.

Para determinar a velocidade média do vento utiliza-se a expressão (4.2, esta depende da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento, v_b).

$$v_m = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (4.2)$$

em que:

$c_r(z)$ - Coeficiente de rugosidade;

$c_0(z)$ - Coeficiente de orografia, considerado igual a 1,0 [44].

A determinação do coeficiente de rugosidade $c_r(z)$ é definido pela expressão 4.3, baseando-se num perfil de velocidades logarítmico.

$$c_r(z) = \begin{cases} k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ c_r(z_{min}) & \text{para } z < z_{min} \end{cases} \quad (4.3)$$

em que:

z_0 - Comprimento de rugosidade;

k_r - Coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 ;

$z_{0,II}$ - 0,05 m;

z_{min} - Altura mínima;

z_{max} - Altura máxima com valor de 200 m;

z - Altura máxima acima do solo da construção.

O valor de z_0 e z_{min} dependem da categoria de terreno onde se localiza a obra de arte. Na Tabela 4.5 são fornecidos os valores recomendados pelo Anexo Nacional, em função de quatro categorias de terreno representativas.

Tabela 4.5 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros (adaptado de [44])

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15
NOTA 1: As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.			
NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, é ilustrado na Figura NA.1.			

A Ponte do Corge localiza-se numa zona de vegetação rasteira onde se incluem algumas árvores, a categoria que mais se assemelha com a situação real é a categoria de terreno II, assim sendo, os valores de z_0 e z_{min} são 0,05 m e 3 m, respetivamente.

A altura máxima acima do solo para a ponte em questão é de 30,50 m, logo a expressão adotada para o cálculo de $c_r(z)$ é a que diz respeito a $z_{min} \leq z \leq z_{max}$, dado que: $3 \leq 30,50 \leq 200$. O coeficiente de rugosidade $c_r(z)$ calculado apresenta o valor de 1,22.

O valor de referência da velocidade do vento v_b calcula-se através da seguinte expressão:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,o} \quad (4.4)$$

em que:

c_{dir} - Coeficiente de direção;

c_{season} - Coeficiente de sazão;

$v_{b,o}$ - Valor básico da velocidade de referência do vento.

Para ambos os coeficientes de direção e sazão recomenda-se o valor de 1,0 [44]. O Valor básico da velocidade de referência do vento $v_{b,o}$, é fornecido no Anexo Nacional, tal como se verifica na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Valor básico da velocidade de referência do vento (adaptado de [44])

Zona	$v_{b,o}$ [m/s]
A	27
B	30

Considera-se o País dividido em duas zonas, são elas:

- Zona A - A generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B;
- Zona B - Os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa com 5 km de largura ou altitude superiores a 600 m.

A ponte em estudo localiza-se, tal como dito anteriormente, a uma altitude aproximada de 460 m, logo a zona em que se enquadra é a Zona A, assim $v_{b,o}$ assume o valor de 27 m/s. Por sua vez, o valor de referência da velocidade do vento v_b é também 27 m/s.

Com todos os parâmetros necessários é agora possível determinar a velocidade média do vento v_m , tal como se demonstra de seguida:

$$v_m = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

$$v_m = 1,22 \cdot 1,0 \cdot 27 = 32,94 \text{ m/s}$$

Para o cálculo da pressão dinâmica de pico é ainda necessário determinar a intensidade de turbulência, esta é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento, tal como se representa na expressão 5.5.

$$I_v(z) \begin{cases} \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ I_v(z_{min}) & \text{para } z < z_{min} \end{cases} \quad (4.5)$$

em que:

k_I - Coeficiente de turbulência, recomenda-se o valor de 1,0 [5];

c_0 - Coeficiente de orografia;

z_0 - Comprimento de rugosidade;

Na determinação da intensidade de turbulência a expressão utilizada diz respeito à que compreende o valor de z entre z_{min} e z_{max} , logo:

$$I_v(z) = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{30,50}{0,05}\right)} = 0,16$$

Determinados todos os parâmetros necessários, é agora possível calcular a pressão dinâmica de pico. Desta forma, utilizando os valores da Tabela 4.7 apresenta-se o seguinte resultado:

Tabela 4.7 - Parâmetros obtidos para o cálculo da pressão dinâmica de pico

Parâmetro	Valor
$\rho [kg/m^3]$	1,25
$v_m [m/s]$	32,94
$I_v(z)$	0,16

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,16] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \times 10^{-3} \cdot 32,94^2$$

$$q_p(z) = 1,44 \text{ kN/m}^2$$

A ação do vento no tabuleiro da ponte produz forças nas direções x, y e z, conforme representado na Figura 4.27, em que:

- Direção x - Direção paralela à largura do tabuleiro;
- Direção y - Direção ao longo do tramo;
- Direção z - Direção perpendicular ao tabuleiro.

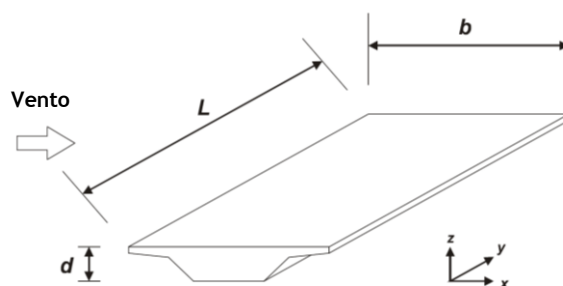


Figura 4.27 - Direções das ações do vento em pontes

A força na direção do eixo x é calculada de acordo com um método simplificado, de acordo com a expressão (4.6).

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad (4.6)$$

em que:

ρ - Massa volúmica do ar, considerado igual a 1,25 Kg/m³;

v_b - Valor de referência da velocidade do vento;

C - Coeficiente de força do vento: $C = c_e \cdot c_{f,x}$, em que c_e é o coeficiente de exposição e $c_{f,x}$ o coeficiente de força na direção x;

$A_{ref,x}$ - Área de referência.

A secção 8 - Ações do vento em pontes, da NP EN 1991-1-4 não contempla pontes de estrutura metálica treliçada, referindo-se na grande maioria a pontes de viga de alma cheia, deste modo o cálculo dos parâmetros que intervêm na expressão (4.6) foram determinados através da secção 7.11 - Estruturas treliçadas, da referida norma.

Apresenta-se de seguida a determinação do coeficiente de força do vento C , necessitando-se para tal de calcular o coeficiente de exposição e o coeficiente de força na direção x.

O coeficiente de exposição calcula-se de acordo com a expressão (4.7).

$$c_e = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{q_p(z)}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2} \quad (4.7)$$

em que:

$q_p(z)$ - Pressão dinâmica de pico;

ρ - Massa volúmica do ar, considerado igual a 1,25 Kg/m³ [44];

v_b - Valor de referência da velocidade do vento.

Logo:

$$q_b = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 10^{-3} \times 27^2 = 0,46 \text{ kN/m}^2$$

$$c_e = \frac{1,44}{0,46} = 3,13$$

O coeficiente de força c_f para estruturas treliçadas de cordas paralelas obtém-se através da expressão (4.8).

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (4.8)$$

em que:

$c_{f,0}$ - Coeficiente de força para estruturas treliçadas sem efeitos de extremidade, fornecido pelo Gráfico 5.1 em função do índice de cheios;

ψ_λ - Coeficiente de efeitos de extremidade.

De acordo com o Gráfico 5.1 é necessário calcular o índice de cheios φ , definido pela seguinte expressão:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (4.9)$$

em que:

A - Soma das áreas das projeções no plano da face, perpendicularmente a esse plano, de todos os elementos e chapas de gousset da face: $A = \sum_i b_i \cdot l_i + \sum_k A_{gk}$;

A_c - Área limitada pelo contorno da face em projeção normal à mesma: $A_c = d \cdot l$;

l - Comprimento da treliça;

d - Largura da treliça;

b_i, l_i - Largura e comprimento do elemento i , projetado perpendicularmente à face;

A_{gk} - Área da chapa de gousset k .

A Figura 4.28 identifica os parâmetros na estrutura treliçada para o cálculo das áreas A e A_c .

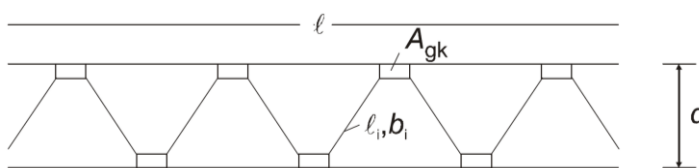


Figura 4.28 - Estrutura treliçada

Para o caso de estudo conclui-se que A toma o valor de 328,09 m² e A_c o valor de 854,64 m², logo φ vale 0,38. Através do Gráfico 5.1 é possível determinar $c_{f,0}$, tendo o valor de 1,60.

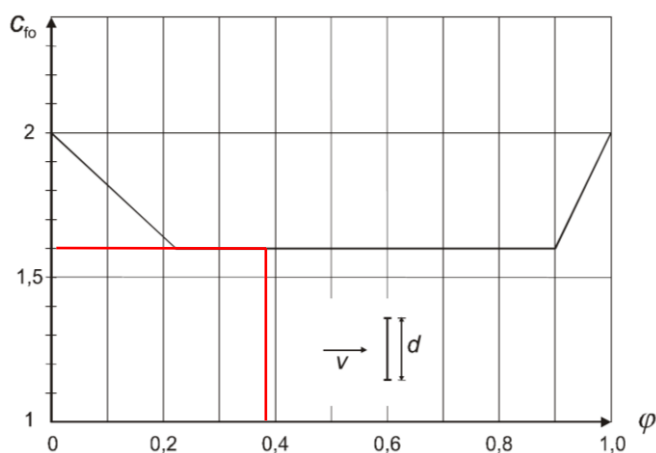


Gráfico 4.1 - Coeficiente de força $c_{f,0}$ para uma estrutura treliçada plana constituída por perfis de secção angular, em função do índice de cheios φ

Uma vez que as extremidades da ponte estão protegidas, não existindo livre escoamento em torno das extremidades, o coeficiente de efeitos de extremidade ψ_λ admite-se igual a 1,0, logo:

$$c_{f,x} = 1,60 \cdot 1,0 = 1,60$$

Assim o coeficiente de força do vento toma o valor de:

$$C = 3,13 \cdot 1,60 = 5,01$$

A área de referencia A_{ref} que intervém na força na direção do eixo x, representa a área onde o vento atua, ou seja a área de cheios da estrutura treliçada [44].

Após todos os parâmetros determinados é agora possível calcular a força horizontal do vento na direção transversal ao tabuleiro da ponte:

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \times 10^{-3} \cdot 27^2 \cdot 5,01 \cdot 328,09 = 748,63 \text{ kN}$$

$$F_{w,x} = \frac{748,63}{176} = 4,25 \text{ kN/m}$$

A ação do vento em estruturas reticuladas planas dispostas paralelamente (como é exemplo a estrutura principal do caso de estudo), atua tanto na viga treliçada de barlavento como na viga treliçada de sotavento. A zona de barlavento está exposta a uma maior ação do vento, já na zona de sotavento existe um efeito de proteção que a viga de barlavento lhe confere, ficando a estrutura exposta a uma menor ação do vento. Este efeito é descrito no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes [67]. Desta forma as forças atuantes na viga principal de sotavento obtêm-se multiplicando a força calculada anteriormente $F_{w,x}$ por um fator de proteção η , que é função de índice de cheios, do tipo de barras que constituem a estrutura de barlavento e do espaçamento entre as vigas treliçadas.

Para a determinação do fator de proteção η é necessário calcular o índice aerodinâmico de cheios φ , tal como se demonstra na expressão (4.10).

$$\varphi = \xi \cdot \lambda \quad (4.10)$$

em que:

λ - Índice de cheios;

ξ - Coeficiente que toma os seguintes valores:

- $\xi = 1,6$ - No caso de estruturas formadas unicamente por barras de secção angular;
- $\xi = 1,2$ - No caso de estruturas formadas predominantemente por barras de secção circular em regime subcrítico;
- $\xi = 0,5$ - No caso de estruturas formadas predominantemente por barras de secção circular em regime supercrítico.

Uma vez que nesta fase se utiliza duas normas diferentes, importa referir a diferença de terminologia usada para o índice de cheios, sendo que na NP EN 1991-1-4 este define-se como φ e no RSA representa-se por λ .

A estrutura treliçada é composta por barras de secção angular, logo o índice aerodinâmico de cheios φ é dado por:

$$\varphi = 1,60 \cdot 0,38 = 0,61$$

Quanto à distância entre as estruturas, a sua influência é considerada através de um coeficiente de espaçamento μ , calculado da seguinte forma:

$$\mu = \frac{b}{d} \quad (4.11)$$

em que:

b - Distância que separa os planos das estruturas;

d - Menor dimensão da figura definida pelo contorno da estrutura.

Refere-se que no caso do contorno não ser retangular, deve considerar-se um contorno fictício com forma retangular, que para efeito de proteção à estrutura de sotavento, se possa admitir como equivalente.

Logo:

$$\mu = \frac{3,50}{4,80} = 0,73$$

Através da Tabela 4.8 é agora possível determinar o fator de proteção η , efetuou-se uma interpolação linear, obtendo o valor de 0,53.

Tabela 4.8 - Fatores de proteção para estruturas reticuladas planas dispostas paralelamente

Coeficiente de espaçamento μ	Índice aerodinâmico de cheios φ							
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	$\geq 0,8$
$\leq 1,0$	1,0	0,96	0,90	0,80	0,68	0,54	0,44	0,37
2,0	1,0	0,97	0,91	0,82	0,71	0,58	0,49	0,43
3,0	1,0	0,97	0,92	0,84	0,74	0,63	0,54	0,48
4,0	1,0	0,98	0,93	0,86	0,77	0,67	0,59	0,54
5,0	1,0	0,98	0,94	0,88	0,80	0,71	0,64	0,60
6,0	1,0	0,99	0,95	0,90	0,83	0,75	0,69	0,66

A força horizontal do vento na estrutura de sotavento assume o valor de:

$$F_{w,x}^{Sotavento} = F_{w,x} \cdot \eta = 4,25 \cdot 0,53 = 2,25 \text{ kN/m}$$

As forças produzidas pelo vento nas direções y e z não foram contabilizadas, uma vez que o seu valor tem uma baixa influência no cálculo de esforços.

A aplicação da força do vento em estruturas constituídas por superfícies contínuas é realizada de forma direta. Para este caso a modelação desta ação foi realizada de forma simplificada. A força foi dividida pelo banzo superior e inferior da viga principal, uma vez que representam os elementos com maior área de referência. A sua simulação foi realizada através de cargas uniformemente distribuídas, sendo que a ação a barlavento toma o valor de $4,25/2$ kN/m e a sotavento de $2,25/2$ kN/m. Atendendo que a força do vento pode atuar no tabuleiro da ponte quer do lado direito (Figura 4.29), quer do lado esquerdo (Figura 4.30), teve-se em conta este facto, tal como se representa de seguida.

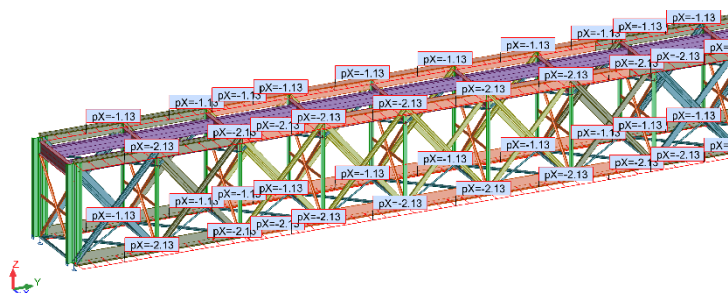


Figura 4.29 - Modelação da carga referente ao vento transmitida no lado direito da estrutura

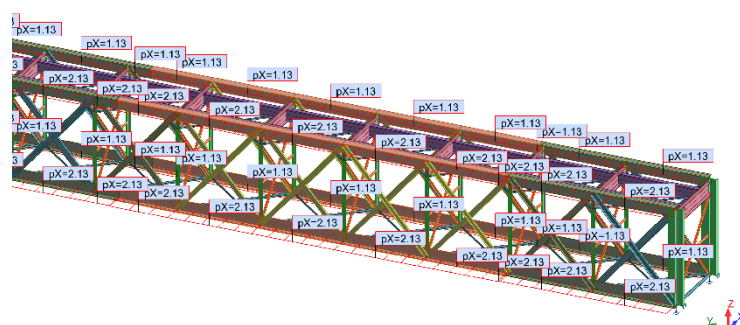


Figura 4.30 - Modelação da carga referente ao vento transmitida no lado esquerdo da estrutura

4.3.2.3 Ação sísmica

A definição da ação sísmica foi realizada com recurso às disposições do Eurocódigo 8. Esta ação é estimada para que a estrutura não colapse sob a ação de um sismo raro, ou que os seus danos sejam limitados caso ocorram sismos mais frequentes [68]. Tendo por base estes critérios encontra-se estabelecido na NP EN 1998-1 dois níveis de verificação sísmica, sendo designados por ação sísmica de serviço e ação sísmica de projeto. A diferença entre as referidas ações reside na sua probabilidade de ocorrência. A ação sísmica de serviço apresenta uma larga probabilidade de ocorrência, devendo-se garantir que a estrutura se mantém funcional após a ocorrência de um sismo, para Portugal adotou-se uma probabilidade de excedência de 10 % em 10 anos, ou seja, uma ação com um período de retorno de 95 anos. Na ação sísmica de projeto admite-se que os danos estruturais, após o sismo, podem ser bastante significativos, tendo-se

adotado uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos.

No Eurocódigo 8 a ação sísmica encontra-se dividida em dois tipos, designadamente a ação sísmica do tipo 1 e a ação sísmica do tipo 2. A primeira corresponde a sismos de magnitude elevada, com maior duração e maior distância focal (sismo afastado), enquanto que a ação sísmica do tipo 2 está associada a sismos de magnitude moderada, menor duração e menor distância focal (sismo próximo) [68]. O Anexo Nacional exige a consideração dos dois tipos de ações sísmicas para Portugal Continental.

O risco sísmico depende da zona sísmica onde se encontra a estrutura a analisar, desta forma a NP EN 1998-1 divide o território nacional em seis zonas diferentes no caso de ações sísmicas do tipo 1 e em cinco zonas diferentes no caso da ação sísmica tipo 2. Na Figura 4.18 verifica-se o zonamento definido no Anexo Nacional para Portugal Continental.

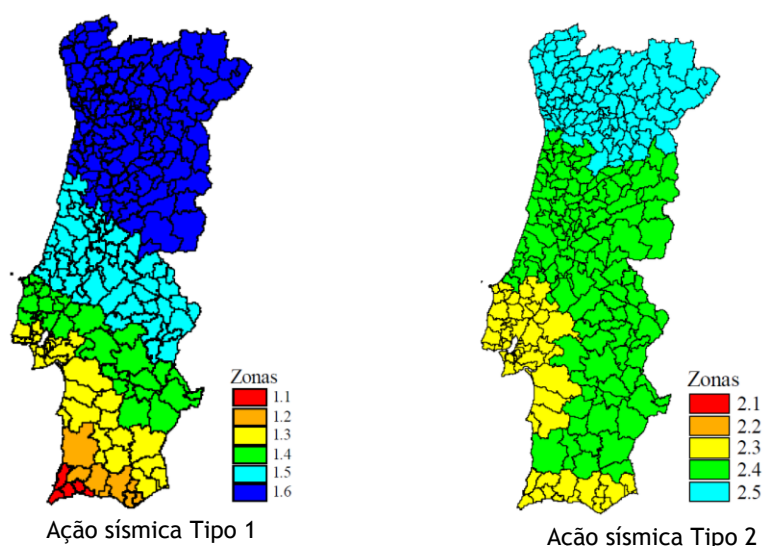


Figura 4.31 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (adaptado de [50])

No Anexo Nacional da NP EN 1998-1 são definidos os valores de referência da aceleração máxima à superfície do terreno (a_{gR}). Na Tabela 4.9 apresentam-se os valores de a_{gR} para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de ação sísmica a considerar.

Tabela 4.9 - Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas (adaptado de [50])

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

A estrutura em análise localiza-se no concelho da Covilhã, o que corresponde às zonas 1,6 e 2,4 para a ação sísmica do tipo 1 e ação sísmica do tipo 2, respetivamente. Os valores da aceleração máxima à superfície do terreno (a_{gR}) dependem apenas do zoneamento sísmico, a Tabela 4.10 resume os valores obtidos para cada tipo de ação sísmica.

Tabela 4.10 - Valores de a_{gR} para o município da Covilhã, para ação sísmica do Tipo 1 e Tipo 2

Portugal Continental		Ação sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)
0503	Covilhã	1,6	0,35	2,4	1,1

De uma maneira geral o Eurocódigo 8 define a ação sísmica com base em espectros de resposta elástica de aceleração. Para as componentes de resposta horizontais, o espectro de cálculo $S_d(T)$ é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.12)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4.13)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.14)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.15)$$

em que:

$S_d(T)$ - Espectro de cálculo;

T - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);

T_B - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S - Coeficiente de solo;

q - Coeficiente de comportamento;

β - Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, considerado igual a 0,2 [50].

A definição dos coeficientes utilizados no espectro de resposta (T_B , T_C , T_D e S) são função do tipo de terreno onde a estrutura está implantada. A NP EN 1998-1 divide o solo em sete tipos de acordo com as suas características (Tabela 4.11). No caso da estrutura em análise, tendo em conta os vários valores de tensão admissível do terreno (ver secção 3.4.3), o tipo considerado foi o A, correspondente a rocha ou outra formação geológica que inclua no máximo 5 m de material mais fraco à superfície.

Tabela 4.11 - Tipos de terreno (adaptado de [50])

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (palcadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	—	—
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	—	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Os parâmetros para o cálculo do espectro de resposta, T_B , T_C , T_D e S são fornecidos na NP EN 1998-1, contudo optou-se por adotar os valores definidos no Anexo Nacional, uma vez que se encontram mais próximos da realidade (Tabela 4.12 e Tabela 4.13).

Tabela 4.12 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 1 (adaptado de [50])

Tipo de terreno	$S_{máx}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela 4.13 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 2 (adaptado de [50])

Tipo de terreno	$S_{máx}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,00
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Em Portugal, para a definição dos espectros de resposta elásticos, o valor do parâmetro S deve ser determinado através de:

$$\text{para: } a_g \leq 1\text{m/s}^2 \quad S = S_{\text{máx}} \quad (4.16)$$

$$\text{para: } 1\text{m/s}^2 < a_g \leq 4\text{m/s}^2 \quad S = S_{\text{máx}} - \frac{S_{\text{máx}}-1}{3}(a_g - 1) \quad (4.17)$$

$$\text{para: } a_g \geq 4\text{m/s}^2 \quad S = 1,0 \quad (4.18)$$

em que:

a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno.

$S_{\text{máx}}$ - Parâmetro cujo valor é indicado nas Tabela 4.12 e Tabela 4.13;

O valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno, a_g é obtido multiplicando o valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno, a_{gR} pelo coeficiente de importância γ_1 , tal como a expressão (4.19).

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} \quad (4.19)$$

em que:

γ_1 - Coeficiente de importância;

a_{gR} - Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A;

Para a diferenciação de estruturas de maior ou menor importância o Eurocódigo 8 introduz o conceito de classes de importância das construções, este relaciona-se diretamente com as consequências do colapso da estrutura. Segundo a EN 1998-2 as classes de importância γ_1 , definidas para este tipo de estruturas são as apresentadas na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 - Classe de importância da estrutura, com valor de γ_1 (adaptado de [51])

Classe de Importância	Descrição	Valor de γ_1
Classe I	Pontes que a importância não é crítica à manutenção das comunicações, e em que não se justifica a nível económico adotar o período de vida útil regulamentar em $P_{\text{NRC}}=50$ anos, utilizando-se um menor	0,85
Classe II	Classe intermédia	$0,85 < \gamma_1 < 1,30$
Classe III	Pontes de grande importância, essenciais à manutenção das comunicações, sendo dimensionadas para um período de vida útil superior ao habitual	1,30

De acordo com a função da estrutura em análise, atribuiu-se uma classe de importância III, o que corresponde a um coeficiente de importância $\gamma_1 = 1,30$.

Logo para o caso de estudo:

- Ação Sísmica Tipo 1:

$$a_g = 1,30 \times 0,35 = 0,46 \text{ m/s}^2$$

- Ação Sísmica Tipo 2:

$$a_g = 1,30 \times 1,10 = 1,43 \text{ m/s}^2$$

A Tabela 4.15 resume os valores utilizados no cálculo do espectro de resposta elástico para o caso de estudo, sendo que o parâmetro S para os dois tipos de ação sísmica assume o valor 1,0.

Tabela 4.15 - Resumo dos valores definidores do espectro de resposta

Ação Sísmica	Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	A	1,0	0,1	0,6	2,0
Tipo 2	A	1,0	0,1	0,25	2,0

No espectro de resposta intervém ainda o coeficiente de comportamento, q . Este coeficiente caracteriza-se por ser uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso. De acordo com a EN 1998-2, adotou-se para este coeficiente o valor unitário, $q = 1$.

4.4 Critérios de verificação estrutural

Os esforços provocados pelas ações permanentes e variáveis foram combinados de acordo com as regras de combinação definidas na NP EN 1990. Tendo em consideração as ações descritas ao longo deste capítulo, a norma define que as ações permanentes devem ser sempre contabilizadas, independentemente da respetiva combinação, já as ações variáveis devem-se fazer variar conforme as respetivas regras, com o intuito de obter o esforço mais condicionante para cada elemento.

A verificação da segurança deve ser efetuada em relação a determinados estados limites, estes definem-se pelo estado a partir do qual se considera que a estrutura fica prejudicada total ou parcialmente na sua capacidade de desempenhar as funções que lhe estão atribuídas. Na análise da estrutura em estudo adotaram-se os critérios de verificação de segurança aos estados limites últimos.

4.4.1 Combinação de ações

A ocorrência dos estados limites últimos (ELU) resultam em prejuízos severos para a estrutura, estando relacionados com o seu colapso ou qualquer outra forma de rutura estrutural que determine a incapacidade da sua utilização. A verificação dos ELU segue o princípio de que o esforço resistente de uma secção terá que ser maior que esforço atuante de cálculo, tal como a condição (4.20).

$$S_d \leq R_d \quad (4.20)$$

em que:

S_d - Valor de cálculo do esforço atuante (por ex. M_{Ed});

R_d - Valor de cálculo do esforço resistente (por ex. M_{Rd}).

Os valores de cálculo dos esforços atuantes para a verificação da segurança devem ser obtidos considerando as regras de combinação. Segundo a NP EN 1990, na secção 6 e Anexo A1, estabelecem-se três combinações de ações para a verificação de segurança ao estado limite último, são elas: combinações fundamentais para situações de projeto persistentes ou transitórias, combinações acidentais para situações de projeto acidentais e combinações sísmicas para situações de projeto sísmicas. Para o atual estudo os esforços atuantes de cálculo foram determinados a partir da combinação fundamental e combinação sísmica, de seguida descreve-se a primeira.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.21)$$

em que:

E_d - Valor de cálculo do efeito das ações;

$\gamma_{G,j}$ - Coeficiente parcial relativo à ação permanente j;

$G_{k,j}$ - Valor característico de uma ação permanente j;

γ_P - Coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço;

P - Valor representativo de uma ação de pré-esforço;

$\gamma_{Q,1}$ - Coeficiente parcial relativo à ação variável de base de combinação 1;

$Q_{k,1}$ - Valor característico da ação variável de base da combinação 1;

$\gamma_{Q,i}$ - Coeficiente parcial relativo à ação variável i;

$\psi_{0,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável i;

$Q_{k,i}$ - Valor característico da ação variável i.

A ação sísmica apresenta uma combinação própria, para tal esta ação combina-se com as restantes da seguinte forma:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.22)$$

em que:

E_d - Valor de cálculo do efeito das ações;

$G_{k,j}$ - Valor característico de uma ação permanente j;

P - Valor representativo de uma ação de pré-esforço;

A_{Ed} - Valor de cálculo da ação sísmica;

$\psi_{2,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável i;

$Q_{k,i}$ - Valor característico da ação variável i.

Os coeficientes de segurança relativos às ações permanentes e variáveis (γ_G , γ_Q) que figuram nas combinações devem tomar o valor de 1,0 para ações permanentes e 1,50 no caso de ações variáveis. Nas combinações especificadas utilizaram-se os coeficientes de redução ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 preconizados na EN 1990 - Annex A2, tal como se indica na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 - Coeficientes de redução de ações variáveis (adaptado de [42])

AÇÃO	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga ferroviária - Modelo de carga SW/2	0	1,00	0
Vento	0,60	0,50	0

Descritos os critérios de verificação de segurança adotados, é necessário efetuar as combinações consideradas relevantes para obtenção de esforços. No que toca às combinações fundamentais estimaram-se duas ações variáveis base, correspondendo à ação da sobrecarga ferroviária e à ação do vento.

- Ação variável base - Sobrecarga ferroviária

$$E_d = \gamma_{G,1} \times G_{AP} + \gamma_{Q,1} (Q_{SC} + \psi_{0,v} \times Q_v) \quad (4.23)$$

$$E_d = 1,35 \times G_{AP} + 1,50 (Q_{SC} + 0,60 \times Q_v)$$

- Ação variável base - Vento

$$E_d = \gamma_{G,1} \times G_{AP} + \gamma_{Q,1} (Q_v + \psi_{0,SC} \times Q_{SC}) \quad (4.24)$$

$$E_d = 1,35 \times G_{AP} + 1,50 \times Q_v$$

Na expressão (4.23) e (4.24) G_{AP} representa a carga referente à ação permanente, Q_{SC} a sobrecarga ferroviária e Q_v a ação do vento. $\gamma_{G,1}$ representa o coeficiente de segurança relativo à ação permanente, cujo valor é 1,35, $\gamma_{Q,1}$ corresponde ao coeficiente de segurança relativo à ação variável com valor de 1,50, $\psi_{0,SC}$ coeficiente de redução da sobrecarga ferroviária e $\psi_{0,v}$ coeficiente de redução do vento.

A combinação sísmica é dada pela equação (4.25) quando se considera a sobrecarga ferroviária e pela equação (4.26) quando se tem em conta a ação do vento. Dado que o coeficiente de redução ψ_2 para ambas as ações variáveis toma o valor de 0, a ação sísmica corresponde à expressão (4.27).

$$E_d = G_{AP} + A_{Ed} + \psi_{2,SC} \times Q_{SC} \quad (4.25)$$

$$E_d = G_{AP} + A_{Ed} + \psi_{2,v} \times Q_v \quad (4.26)$$

$$E_d = G_{AP} + A_{Ed} \quad (4.27)$$

As combinações fundamentais realizadas para o presente estudo representam-se na Tabela 4.17 e Tabela 4.18. Para percorrer toda a estrutura metálica a ação ferroviária foi aplicada ao longo da ponte, havendo na totalidade 57 variações de carga (LM_{SW0_n}), logo quando se considera esta ação como ação variável base haverá igualmente os mesmos casos, acrescentando o facto de que o vento pode ocorrer quer do lado esquerdo (Q_{v_E}) quer do lado direito (Q_{v_D}).

Tabela 4.17 - Combinação fundamental: Ação variável base - Sobrecarga ferroviária

Ação variável base - Sobrecarga ferroviária			
COMB 1	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_1} + 0,60 \times Q_{v_E})$	COMB 58	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_1} + 0,60 \times Q_{v_D})$
COMB 2	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_2} + 0,60 \times Q_{v_E})$	COMB 59	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_2} + 0,60 \times Q_{v_D})$
COMB 3	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_3} + 0,60 \times Q_{v_E})$	COMB 60	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_3} + 0,60 \times Q_{v_D})$
COMB 4	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_4} + 0,60 \times Q_{v_E})$	COMB 61	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_4} + 0,60 \times Q_{v_D})$
COMB 5	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_5} + 0,60 \times Q_{v_E})$	COMB 62	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_5} + 0,60 \times Q_{v_D})$
COMB 6	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_6} + 0,60 \times Q_{v_E})$	COMB 63	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_6} + 0,60 \times Q_{v_D})$
⋮	⋮	⋮	⋮
COMB 52	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_52} + 0,60 \times Q_{v_E})$	COMB 106	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_52} + 0,60 \times Q_{v_D})$
COMB 53	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_53} + 0,60 \times Q_{v_E})$	COMB 107	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_53} + 0,60 \times Q_{v_D})$
COMB 54	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_54} + 0,60 \times Q_{v_E})$	COMB 108	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_54} + 0,60 \times Q_{v_D})$
COMB 55	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_55} + 0,60 \times Q_{v_E})$	COMB 109	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_55} + 0,60 \times Q_{v_D})$
COMB 56	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_56} + 0,60 \times Q_{v_E})$	COMB 110	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_56} + 0,60 \times Q_{v_D})$
COMB 57	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_57} + 0,60 \times Q_{v_E})$	COMB 111	$1,35 \times G_{AP} + 1,50(LM_{SW0_57} + 0,60 \times Q_{v_D})$

Refere-se ainda que o efeito de frenagem na sobrecarga ferroviária foi considerado nos dois sentidos, por conseguinte as combinações da Tabela 4.17 contabilizam os dois casos: $LM_{SW0_n}^+$ e $LM_{SW0_n}^-$.

Tabela 4.18 - Combinação fundamental: Ação variável base - Vento

Ação variável base - Vento			
COMB 112	$1,35 \times G_{AP} + 1,50 \times Q_{v_E}$	COMB 113	$1,35 \times G_{AP} + 1,50 \times Q_{v_D}$

A ação sísmica pode ocorrer nas direções x, y e z. Desta forma, para esta ação resultam três combinações possíveis (Tabela 4.19).

Tabela 4.19 - Combinação sísmica

Ação sísmica	
COMB 114	$E_{d,x} = G_{AP} + A_{Ed}$
COMB 115	$E_{d,y} = G_{AP} + A_{Ed}$
COMB 116	$E_{d,z} = G_{AP} + A_{Ed}$

4.5 Análise da segurança da estrutura existente

4.5.1 Esforços condicionantes

Posteriormente à definição e cálculo das combinações no modelo de cálculo, obtiveram-se os esforços atuantes nos diversos elementos da estrutura existente. De forma a interpretar os esforços internos nas barras, apresenta-se no Desenho nº D/03 a numeração de cada elemento de acordo com a modelação realizada no programa de cálculo estrutural.

A disposição dos elementos quer longitudinalmente, quer transversalmente apresentam simetria, isto é, metade do tabuleiro é espelhada em relação à outra. Atendendo que a aplicação de cargas foi realizada de forma simétrica e ao vasto número de barras, a análise realizou-se para metade da estrutura, ou seja, para o Tramo A e B. A simetria transversal permite ainda analisar apenas uma das vigas principais de cada tramo, visto que terão os mesmos esforços.

4.5.1.1 Combinações fundamentais

Para a avaliação da capacidade resistente dos elementos estruturais importa conhecer os esforços máximos na estrutura existente. De seguida apresenta-se na Tabela 4.20 à Tabela 4.35 a envolvente de esforços para os elementos estruturais do Tramo A e B, quando solicitados pelas combinações fundamentais.

A constituição dos banzos superiores e inferiores pode ser realizada através de apenas uma secção transversal (como por exemplo: módulo 1), ou através de várias secções (como por exemplo: módulo 10), caracterizando-se estes últimos por elementos de secção variável. O esforço axial é o mesmo ao longo do elemento estrutural, já os restantes esforços diferem de secção para secção. De seguida apresentam-se os esforços máximos referentes aos banzos superiores (Tabela 4.20 e Tabela 4.22) e aos banzos inferiores (Tabela 4.21 e Tabela 4.23), quer para o Tramo A, quer para o Tramo B.

Tabela 4.20 - Esforços condicionantes para os banzos superiores - Tramo A

Módulo	Elemento	N ^o Ed (kN)	N ^o Ed (kN)	Vy Ed (kN)	Vz Ed (kN)	MX Ed (kNm)	MY Ed (kNm)	MZ Ed (kNm)
1	BAC 1	77,14	-709,71	13,91	27,18	0	-63,79	30,61
2	BAC 2	171,44	-1909,91	7,71	26,67	0	69,49	-16,61
3	BAC 3	332,86	-2752,96	6,35	32,77	0	66,81	-7,08
	BARv 4			-7,22	32,50	0	64,96	8,80
4	BARv 5	541,97	-3218,14	-7,21	16,24	0	53,13	11,99
5	BARv 6	786,03	-3307,04	7,03	-16,74	0	51,23	8,32
6	BARv 7	1061,33	-3090,26	7,38	-21,97	0	55,91	10,46
7	BARv 8	1390,43	-2543,01	5,78	-35,91	0	61,40	6,36
	BAC 9			-7,00	-38,43	0	54,61	6,30
8	BAC 10	1780,79	-1667,38	-6,61	-13,81	0	34,95	7,99
9	BAC 11	2187,43	-489,97	9,90	-34,30	0	-60,58	-15,16
	BARs 12			9,86	-37,35	0	-60,82	-26,26
10	BARs 13	3440,22	-396,81	-23,38	-78,28	0	53,80	-24,61
	BARd 14			-24,14	-79,45	0	53,45	-16,45
	BARt 15			-30,18	-89,94	0	-206,79	90,55

Tabela 4.21 - Esforços condicionantes para os banzos inferiores - Tramo A

Módulo	Elemento	N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)	Vy _{Ed} (kN)	Vz _{Ed} (kN)	Mx _{Ed} (kNm)	My _{Ed} (kNm)	Mz _{Ed} (kNm)
1	BAC 31	792,97	-117,57	-10,54	-35,10	0	92,30	-17,03
2	BAC 32	2028,48	-353,55	6,91	-18,65	0	-63,95	-4,21
3	BAC 33	3016,73	-617,93	-6,68	-30,63	0	-56,86	6,41
	BArv 34			-6,28	-30,47	0	-64,06	5,85
4	BArv 35	3550,38	-886,76	-6,41	-10,88	0	-48,97	-6,70
5	BArv 36	3685,56	-1168,88	6,40	10,83	0	-41,71	-5,25
6	BArv 37	3475,36	-1456,33	6,43	18,01	0	-49,60	-5,61
7	BArv 38	2928,37	-1751,37	-6,15	35,48	0	-61,27	-3,61
	BAC 39			6,63	37,05	0	-58,87	3,24
8	BAC 40	1995,95	-2045,06	6,91	11,33	0	-34,57	-4,76
9	BAC 41	863,79	-2529,59	-7,00	27,70	0	60,59	-4,83
	BArs 42			5,78	29,78	0	34,47	2,82
10	BArs 43	745,67	-3872,78	-5,28	103,39	0	-72,12	3,91
	BArd 44			-5,96	104,24	0	-72,52	4,19
	BArt 45			14,61	112,17	0	259,40	-33,49

Tabela 4.22 - Esforços condicionantes para os banzos superiores - Tramo B

Módulo	Elemento	N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)	Vy _{Ed} (kN)	Vz _{Ed} (kN)	Mx _{Ed} (kNm)	My _{Ed} (kNm)	Mz _{Ed} (kNm)
11	BArt 238	3378,73	287,18	30,57	89,85	0	-198,64	90,05
	BArd 239			26,93	83,52	0	-83,74	35,42
	BArs 240			24,15	79,26	0	58,60	-26,46
12	BArs 241	1676,37	242,99	-10,21	37,56	0	-58,65	-27,92
	BAC 242			-10,32	32,60	0	40,57	-11,00
13	BAC 243	1329,78	1502,99	6,52	-12,76	0	-24,76	8,11
14	BAC 244	1044,11	2482,27	6,86	28,69	0	79,16	6,72
	BArv 245			-5,92	20,86	0	32,91	5,46
15	BArv 246	802,37	3035,49	-7,46	27,97	0	60,60	10,27
16	BArv 247	813,47	3186,23	-7,44	16,69	0	54,55	9,82
17	BArv 248	1045,59	3160,83	7,60	-17,12	0	51,66	10,18
18	BArv 249	1311,85	3050,18	7,19	-23,37	0	55,35	9,86
19	BArv 250	1616,48	2536,09	5,77	-35,18	0	52,21	5,50
	BAC 251			-7,01	-39,68	0	67,86	-5,89
20	BAC 252	1956,81	1621,34	-6,55	13,54	0	-22,90	7,50
21	BAC 253	2355,78	465,02	9,62	-37,25	0	-61,89	-15,03
	BArs 254			9,75	-40,68	0	-70,62	-27,27
22	BArs 255	3821,17	369,19	-22,22	-74,71	0	46,91	-25,26
	BArd 256			-23,56	-76,76	0	63,83	-22,27
	BArt 257			-29,60	-87,25	0	-204,32	88,43

Tabela 4.23 - Esforços condicionantes para os banzos inferiores - Tramo B

Módulo	Elemento	N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)	Vy _{Ed} (kN)	Vz _{Ed} (kN)	Mx _{Ed} (kNm)	My _{Ed} (kNm)	Mz _{Ed} (kNm)
11	BArt 238	1058,68	287,18	-14,84	-112,67	0	248,50	-33,89
	BArd 239			-8,77	-107,88	0	93,16	12,24
	BArs 240			5,96	-104,80	0	-79,34	2,87
12	BArs 241	830,90	242,99	-5,62	-29,62	0	32,60	3,58
	BAC 242			7,16	-26,25	0	38,32	-5,67
13	BAC 243	1969,71	1502,99	-6,78	-9,68	0	21,16	-4,76
14	BAC 244	2939,99	2482,27	-6,48	-28,75	0	-89,54	3,79
	BArv 245			6,30	-23,87	0	-31,35	-4,24
15	BArv 246	3521,15	3035,49	-6,61	-24,56	0	-55,94	5,78
16	BArv 247	3635,05	3186,23	6,41	-11,90	0	-47,10	-6,43
17	BArv 248	3567,82	3160,83	-6,39	11,93	0	-46,70	-6,32
18	BArv 249	3358,20	3050,18	6,49	20,12	0	-54,52	-5,51
19	BArv 250	2704,81	2536,09	-6,19	35,42	0	-52,32	-4,40
	BAC 251			6,59	38,22	0	-70,39	3,61
20	BAC 252	1662,52	1621,34	6,80	8,16	0	-19,80	-4,78
21	BAC 253	544,71	465,02	-6,99	28,44	0	56,16	-5,22
	BArs 254			5,79	30,77	0	38,12	3,19
22	BArs 255	535,40	369,19	-4,88	98,25	0	-66,95	4,12
	BArd 256			-6,06	99,74	0	-92,26	4,53
	BArt 257			14,69	107,68	0	261,49	-34,05

O grupo de elementos das longarinas, carlingas e montantes apresentam esforço axial, esforço transversal e momento fletor, tal como se observa na Tabela 4.24 à Tabela 4.29.

Tabela 4.24 - Esforços condicionantes para as longarinas - Tramo A

Elemento	N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)	Vy _{Ed} (kN)	Vz _{Ed} (kN)	Mx _{Ed} (kNm)	My _{Ed} (kNm)	Mz _{Ed} (kNm)
61	89,66	-139,31	0	-231,56	0	231,56	0
62	165,64	-204,39	0	-231,56	0	231,56	0
63	224,42	-291,67	0	-231,56	0	231,56	0
64	269,80	-377,89	0	-231,56	0	231,56	0
65	305,69	-453,44	0	-231,56	0	231,56	0
66	337,60	-514,92	0	-231,56	0	231,56	0
67	315,13	-495,74	0	-231,56	0	231,56	0
68	331,37	-461,99	0	-231,56	0	231,56	0
69	355,80	-476,94	0	-231,56	0	231,56	0
70	417,70	-496,89	0	-231,56	0	231,56	0

Tabela 4.25 - Esforços condicionantes para as longarinas - Tramo B

Elemento	N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)	Vy _{Ed} (kN)	Vz _{Ed} (kN)	Mx _{Ed} (kNm)	My _{Ed} (kNm)	Mz _{Ed} (kNm)
318	445,59	-461,36	0	-231,56	0	231,56	0
319	466,97	-474,11	0	-231,56	0	231,56	0
320	478,46	-500,87	0	-231,56	0	231,56	0
321	486,61	-524,74	0	-231,56	0	231,56	0
322	455,60	-536,25	0	-231,56	0	231,56	0
323	439,24	-536,90	0	-231,56	0	231,56	0
324	467,18	-530,07	0	-231,56	0	231,56	0
325	493,96	-519,20	0	-231,56	0	231,56	0
326	516,86	-507,56	0	-231,56	0	231,56	0
327	532,60	-499,00	0	-231,56	0	231,56	0
328	549,98	-512,03	0	-231,56	0	231,56	0
329	555,63	-538,13	0	-231,56	0	231,56	0

Tabela 4.26 - Esforços condicionantes para as carlingas - Tramo A

Elemento	N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)	Vy _{Ed} (kN)	Vz _{Ed} (kN)	Mx _{Ed} (kNm)	My _{Ed} (kNm)	Mz _{Ed} (kNm)
68	43,02	-21,49	-138,96	-235,05	0	203,46	-63,06
82	28,16	-14,80	-76,20	-467,70	0	401,74	-59,36
83	24,43	-16,61	-67,81	-467,11	0	395,99	-52,64
84	19,40	-17,69	-60,64	-467,58	0	390,72	-47,05
85	13,21	-17,47	-53,05	-467,61	0	386,15	-41,12
86	11,78	-18,57	-55,41	-467,54	0	387,97	42,90
87	16,23	-25,44	-59,99	-467,32	0	392,44	46,51
88	15,52	-36,13	-62,85	-467,26	0	395,55	48,73
89	10,23	-56,69	-63,31	-466,67	0	398,00	49,08
90	16,61	-51,85	-61,02	-465,79	0	388,82	47,45
91	-	-125,62	-111,51	-472,17	0	377,66	-48,90

Tabela 4.27 - Esforços condicionantes para as carlingas - Tramo B

Elemento	N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)	Vy _{Ed} (kN)	Vz _{Ed} (kN)	Mx _{Ed} (kNm)	My _{Ed} (kNm)	Mz _{Ed} (kNm)
342	16,03	-45,13	-63,47	-465,85	0	390,26	-49,38
343	8,18	-52,15	-63,65	-466,74	0	399,25	-49,38
344	12,61	-32,35	-59,45	-467,27	0	396,17	-46,09
345	14,02	-21,47	-54,64	-467,40	0	394,04	-42,37
346	16,22	-21,35	-48,16	-467,45	0	389,91	-37,35
347	16,97	-22,85	-40,98	-467,59	0	386,19	-31,78
348	16,04	-23,86	-47,05	-467,45	0	388,77	36,46
349	10,15	-30,97	-51,96	-467,27	0	391,99	40,29
350	7,99	-41,70	-55,88	-467,17	0	393,56	43,31
351	3,58	-57,06	-58,78	-466,55	0	396,88	45,59
352	9,78	-48,10	-57,51	-465,74	0	387,26	44,74
353	-	-134,98	-97,48	-472,24	0	378,67	42,61

Tabela 4.28 - Esforços condicionantes para os montantes - Tramo A

Elemento		N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)	Vy _{Ed} (kN)	Vz _{Ed} (kN)	Mx _{Ed} (kNm)	My _{Ed} (kNm)	Mz _{Ed} (kNm)
92	MON_PE	41,34	-136,82	0	-114,52	-23,98	41,34	-136,82
93	MON_COR	43,35	-74,32	0	27,28	-31,36	43,35	-74,32
94	MON_COR	31,07	-68,12	0	25,84	-25,45	31,07	-68,12
95	MON_COR	24,87	-59,72	0	-23,85	-20,38	24,87	-59,72
96	MON_COR	21,54	-52,64	0	20,9	-16,21	21,54	-52,64
97	MON_COR	-24,26	54,26	0	-21,77	-21,03	-24,26	54,26
98	MON_COR	-28,71	61,74	0	-24,83	-26,68	-28,71	61,74
99	MON_COR	-39,81	75,98	0	-31,63	-31,52	-39,81	75,98
100	MON_COR	-53,84	81,16	0	-33,49	-35,48	-53,84	81,16
101	MON_COR	-74,03	69,5	0	-27,17	-34,61	-74,03	69,5
102	MON_PC	-107,09	-121,49	0	119,18	-136,91	-107,09	-121,49

Tabela 4.29 - Esforços condicionantes para os montantes - Tramo B

Elemento		N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)	Vy _{Ed} (kN)	Vz _{Ed} (kN)	Mx _{Ed} (kNm)	My _{Ed} (kNm)	Mz _{Ed} (kNm)
354	MON_COR	-68,3	-67,38	0	25,79	-35,07	-68,3	-67,38
355	MON_COR	-48,54	-81,3	0	34,02	-35,48	-48,54	-81,3
356	MON_COR	-35,16	-78,51	0	32,49	-32,02	-35,16	-78,51
357	MON_COR	-25,21	-66,9	0	27,68	-28,01	-25,21	-66,9
358	MON_COR	24,73	-52,37	0	20,83	-21,76	24,73	-52,37
359	MON_COR	-26,42	41,71	0	-17,07	-16,74	-26,42	41,71
360	MON_COR	-29,9	53,89	0	-22,12	-20,71	-29,9	53,89
361	MON_COR	-34,32	64,56	0	-26,49	-26,63	-34,32	64,56
362	MON_COR	-45,51	75,26	0	-31,6	-30,64	-45,51	75,26
363	MON_COR	-54,68	74,57	0	-31,23	-34,2	-54,68	74,57
364	MON_COR	-66,61	63,18	0	-24,56	-33,47	-66,61	63,18
365	MON_PC	-115,93	-108,11	0	-79,82	-139,43	-115,93	-108,11

Os esforços condicionantes nas bielas, diagonais e restantes contraventamentos são apenas de natureza axial, tal como se verifica de seguida.

Tabela 4.30 - Esforços condicionantes para as bielas transversais a meia altura - Tramo A e Tramo B

Elemento	Tramo A		Elemento	Tramo B	
	N [°] Ed (kN)	N [°] Ed (kN)		N [°] Ed (kN)	N [°] Ed (kN)
114	14,25	0	378	14,65	0
115	13,0	0	379	15,25	0
116	11,93	0	380	14,28	0
117	8,23	0	381	11,98	0
118	3,33	0	382	8,43	0
119	7,29	0	383	3,23	0
120	11,37	0	384	7,74	0
121	13,59	0	385	11,35	0
122	14,98	0	386	13,46	0
123	13,57	0	387	14,4	0
124	71,17	0	388	13,56	0
			389	71,75	0

Tabela 4.31 - Esforços condicionantes para as bielas na base - Tramo A e Tramo B

Elemento	Tramo A		Elemento	Tramo B	
	N [°] Ed (kN)	N [°] Ed (kN)		N [°] Ed (kN)	N [°] Ed (kN)
125	0	0	390	128,02	-25,65
126	14,91	-102,69	391	112,42	-73,57
127	22,13	-135,13	392	94,64	-151,17
128	29,04	-147,42	393	64,63	-164,46
129	41,05	-157,25	394	41,39	-154,21
130	54,19	-157,30	395	49,9	-148,91
131	73,65	-147,39	396	58,65	-150,40
132	112,49	-138,07	397	77,17	-145,80
133	147,64	-84,84	398	110,07	-127,63
134	130,92	-29,79	399	135,39	-59,27
135	0	0	400	122,07	-14,72
			401	0	0

Tabela 4.32 - Esforços condicionantes para as diagonais - Tramo A e Tramo B

Elemento		Tramo A	
		N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)
U270x80	136	129,40	-1150,81
U270x80	137	1067,87	-140,90
U235x80	138	148,99	-875,48
U235x80	139	907,79	-181,10
U200x80	140	165,50	-650,00
U200x80	141	651,75	-195,35
U200x80	142	196,19	-457,09
U200x80	143	436,01	-218,04
U200x80	144	319,08	-239,71
U200x80	145	169,07	-349,53
U200x80	146	603,31	-31,00
U200x80	147	-	-624,32
U235x80	148	895,23	-
U235x80	149	-	-894,33
U270x80	150	1191,61	-
U270x80	151	-	-1188,52
U270x80	152	1427,61	-
U270x80	153	-	-1361,25
U270x80	154	1389,09	-
U270x80	155	-	-1627,12

Elemento		Tramo B	
		N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)
U270x80	402	116,62	-1613,95
U270x80	403	410,16	-49,50
U270x80	404	140,67	-1364,94
U270x80	405	1416,15	-87,05
U270x80	406	166,51	-1211,11
U270x80	407	1194,84	-116,57
U235x80	408	170,23	-947,78
U235x80	409	930,31	-128,01
U200x80	410	176,58	-693,07
U200x80	411	667,65	-159,12
U200x80	412	205,15	-447,30
U200x80	413	391,33	-177,99
U200x80	414	410,95	-192,30
U200x80	415	137,74	-410,72
U200x80	416	694,45	-137,82
U200x80	417	112,10	-667,76
U235x80	418	962,03	-116,94
U235x80	419	88,84	-900,62
U270x80	420	1256,46	-101,53
U270x80	421	74,31	-1163,83
U270x80	422	1467,37	-72,17
U270x80	423	60,07	-1323,53
U270x80	424	1442,52	-39,17
U270x80	425	36,84	-1597,00

Tabela 4.33 - Esforços condicionantes para os contraventamentos longitudinais horizontais superiores - Tramo A e Tramo B

Elemento	Tramo A	
	N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)
176	49,16	-71,40
177	49,16	-71,40
178	25,67	-36,61
179	25,67	-36,61
180	21,25	-26,73
181	21,25	-26,73
182	15,89	-16,89
183	15,89	-16,89
184	14,84	-13,91
185	14,84	-13,91
186	28,28	-18,33
187	28,28	-18,33
188	42,05	-26,54
189	42,05	-26,54
190	59,89	-30,16
191	59,89	-30,16
192	74,68	-27,41
193	74,68	-27,41
194	92,91	-33,84
195	92,91	-33,84

Elemento	Tramo B	
	N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)
450	88,44	-40,15
451	88,44	-40,15
452	72,82	-32,25
453	72,82	-32,25
454	58,73	-35,58
455	58,73	-35,58
456	43,75	-32,57
457	43,75	-32,57
458	30,48	-26,48
459	30,48	-26,48
460	26,37	-22,62
461	26,37	-22,62
462	28,84	-22,43
463	28,84	-22,43
464	39,92	-24,23
465	39,92	-24,23
466	53,02	-23,88
467	53,02	-23,88
468	68,40	-27,04
469	68,40	-27,04
470	74,75	-24,22
471	74,75	-24,22
472	77,53	-23,04
473	77,53	-23,04

Tabela 4.34 - Esforços condicionantes para os contraventamentos longitudinais horizontais inferiores - Tramo A e Tramo B

Elemento	Tramo A		Elemento	Tramo B	
	N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)		N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)
196	71,89	-51,1	474	105,77	-196,66
197	71,89	-51,1	475	105,77	-196,66
198	137,01	-48,91	476	101,98	-168,88
199	137,01	-48,91	477	101,98	-168,88
200	125,32	-34,08	478	154,56	-131,37
201	125,32	-34,08	479	154,56	-131,37
202	131,57	-31,05	480	185,02	-98,86
203	131,57	-31,05	481	185,02	-98,86
204	139,92	-44,39	482	146,92	-56,3
205	139,92	-44,39	483	146,92	-56,3
206	144,62	-68,17	484	138,47	-47,67
207	144,62	-68,17	485	138,47	-47,67
208	153,81	-102,17	486	136,9	-55,52
209	153,81	-102,17	487	136,9	-55,52
210	156,03	-155,02	488	141,53	-75,49
211	156,03	-155,02	489	141,53	-75,49
212	104,52	-187,19	490	156,13	-112,57
213	104,52	-187,19	491	156,13	-112,57
214	105,74	-185,2	492	139,05	-154,18
215	105,74	-185,2	493	139,05	-154,18
			494	102,97	-180,61
			495	102,97	-180,61
			496	107,84	-178,6
			497	107,84	-178,6

Tabela 4.35 - Esforços condicionantes para os contraventamentos transversais - Tramo A e Tramo B

Elemento	Tramo A		Elemento	Tramo B	
	N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)		N ⁺ _{Ed} (kN)	N ⁻ _{Ed} (kN)
216	47,09	-59,35	498	30,12	-41,87
217	47,09	-59,35	499	30,12	-41,87
218	16,47	-22,21	500	31,42	-53,68
219	16,47	-22,21	501	31,42	-53,68
220	11,68	-26,57	502	29,29	-46,8
221	11,68	-26,57	503	29,29	-46,8
222	6,02	-26,11	504	24,34	-40,88
223	6,02	-26,11	505	24,34	-40,88
224	7,51	-29,62	506	20,83	-38,19
225	7,51	-29,62	507	20,83	-38,19
226	6,29	-31,17	508	20,28	-39,46
227	6,29	-31,17	509	20,28	-39,46
228	7,82	-34,95	510	19,75	-40,14
229	7,82	-34,95	511	19,75	-40,14
230	9,68	-40,63	512	22,57	-43,88
231	9,68	-40,63	513	22,57	-43,88
232	12,52	-48,58	514	25,48	-48,5
233	12,52	-48,58	515	25,48	-48,5
234	16,25	-36,9	516	26,73	-52,37
235	16,25	-36,9	517	26,73	-52,37
236	65,18	-124,93	518	19,23	-34,87
			519	19,23	-34,87
			520	66,4	-128,17
			521	66,4	-128,17

A análise dos esforços permite concluir que nas combinações fundamentais a ação variável base da sobrecarga ferroviária é de longe mais condicionante que a ação variável base do vento. Os esforços provocados pela ação do vento são pouco relevantes, tendo em conta o elevado número de espaços abertos na estrutura.

Verifica-se também que a força horizontal de frenagem, inserida na sobrecarga ferroviária condiciona amplamente os esforços atuantes nos elementos estruturais. Numa primeira fase apenas se teve em conta a ação ferroviária vertical, comparando posteriormente os esforços provocados por esta quando a sobrecarga ferroviária inclui em simultâneo a ação vertical e horizontal, traduzida pelo efeito de frenagem. A força horizontal causou nos elementos críticos, como por exemplo nos banzos e nas diagonais um aumento de 50% e 30% do esforço atuante, respetivamente.

4.5.1.2 Combinação sísmica

O efeito do sismo na estrutura é influenciado diretamente pela rigidez dos pilares, dada a elevada altura destes elementos optou-se pela sua introdução no modelo de cálculo. Com o objetivo de analisar o comportamento estrutural da ponte ferroviária à ação sísmica, nomeadamente os esforços na estrutura, elaborou-se um modelo tridimensional completo da obra de arte (Figura 4.32).

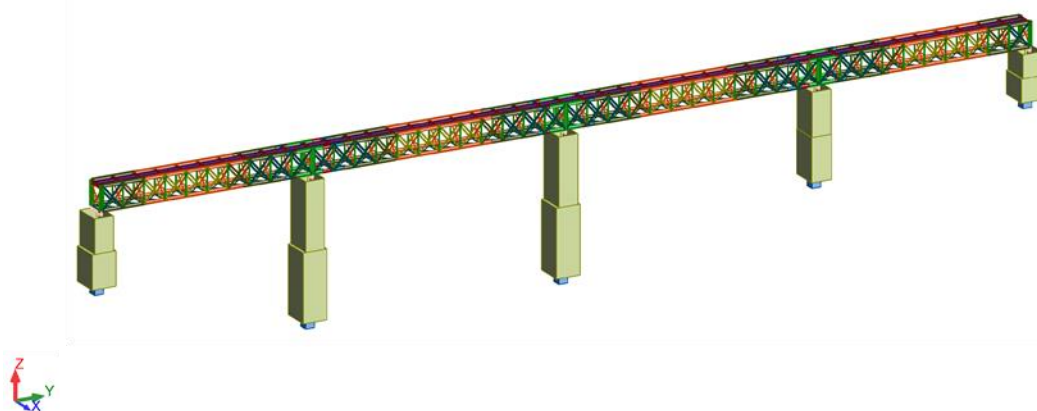


Figura 4.32 - Modelo de cálculo para avaliação do comportamento sísmico

A inclinação dos pilares levou a que na sua modelação, de forma simplificada se considerasse duas secções, respeitando as dimensões geométricas da base e do topo destes elementos. A união da estrutura metálica aos pilares é realizada através de barras rígidas, tendo-se introduzido articulações nas barras que representam os apoios. Desta forma é permitido às referidas barras as mesmas rotações e translações dos respetivos aparelhos de apoio.

Recorrendo ao programa de cálculo, numa primeira fase realizou-se uma análise modal, de forma a obter os modos de vibração da estrutura. Nesta análise consideraram-se os parâmetros de acordo com a Figura 4.35.

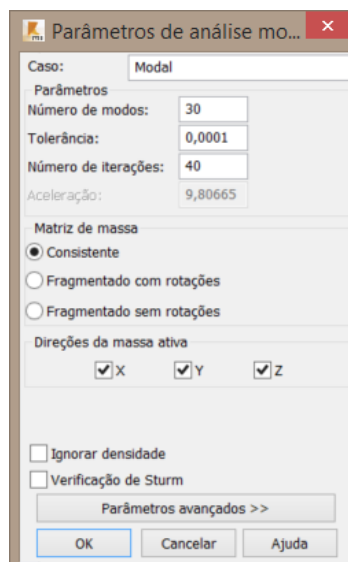
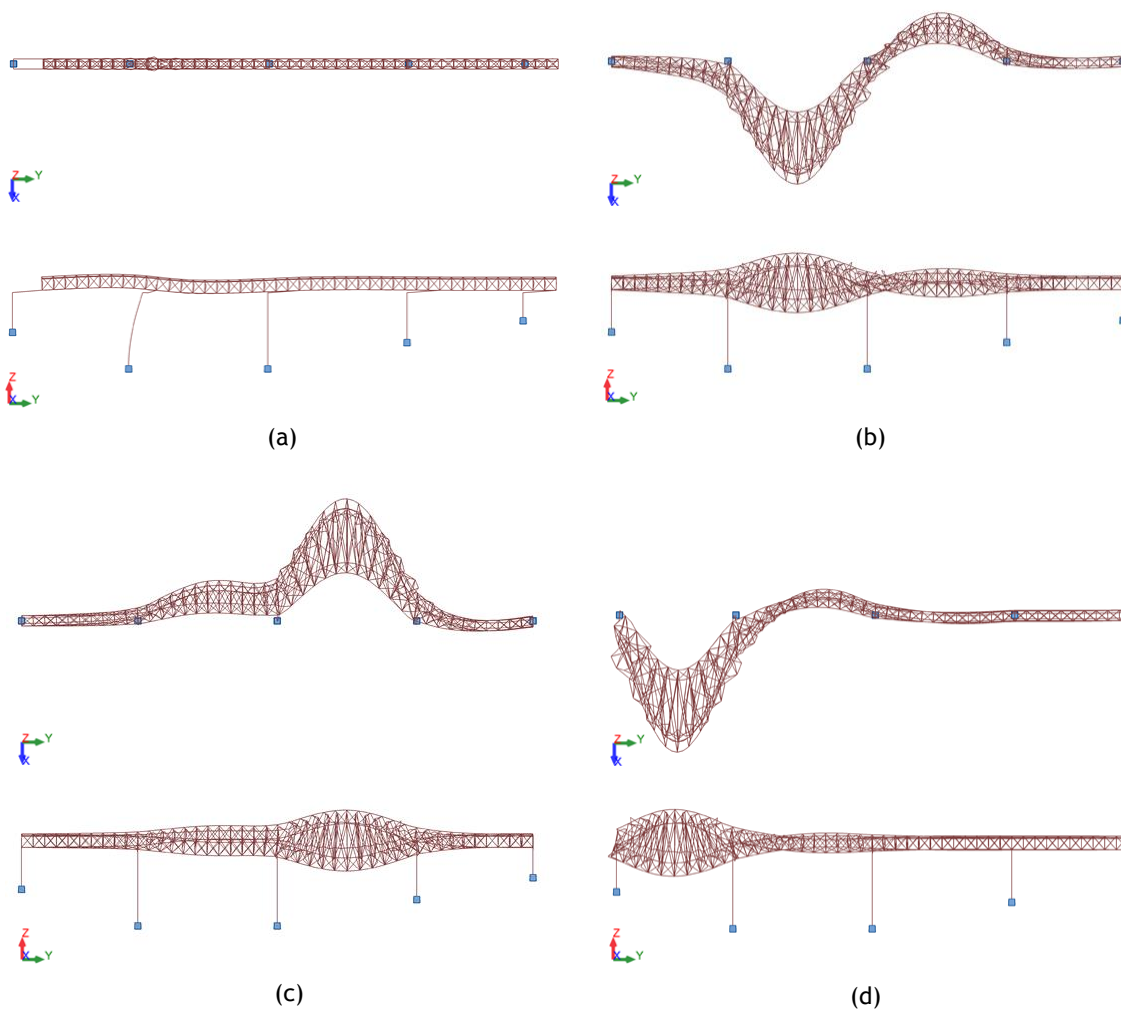


Tabela 4.36 - Parâmetros para análise modal

Da análise modal, resultam para a estrutura em estudo 5 modos de vibração consideráveis. Segue-se a apresentação dos mesmos, sendo que cada um contém uma vista superior e uma vista em alçado, tornando-se perceptível a deformação do conjunto da ponte.



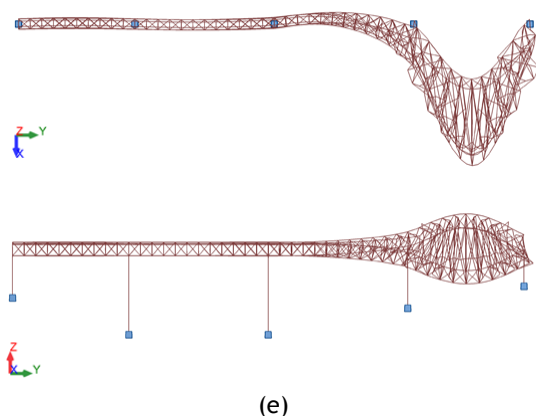


Figura 4.33 - (a) Modo de vibração 1; (b) Modo de vibração 2; (c) Modo de vibração 3; (d) Modo de vibração 4; (e) Modo de vibração 5

Na Tabela 4.37, gerada pelo programa de cálculo apresentam-se as frequências dos cinco modos de vibração considerados, os respectivos períodos e a participação das massas.

Tabela 4.37 - Frequências dos modos de vibração da estrutura

Caso/Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Rel.mas UX (%)	Rel.mas UY (%)	Rel.mas UZ (%)	Cur.mas UX (%)	Cur.mas UY (%)	Cur.mas UZ (%)	Massa total UX (kg)	Massa total UY (kg)	Massa total UZ (kg)
121/ 1	2,07	0,48	0,00	13,29	0,00	0,00	13,29	0,00	4817109,97	4842822,78	4817915,34
121/ 2	2,33	0,43	1,83	13,29	0,00	1,83	0,00	0,00	4817109,97	4842822,78	4817915,34
121/ 3	2,35	0,43	5,32	13,29	0,00	3,49	0,00	0,00	4817109,97	4842822,78	4817915,34
121/ 4	2,74	0,37	6,98	13,29	0,00	1,66	0,00	0,00	4817109,97	4842822,78	4817915,34
121/ 5	2,78	0,36	7,73	13,29	0,00	0,74	0,00	0,00	4817109,97	4842822,78	4817915,34

Os espectros de cálculo foram concebidos tendo por base as seguintes considerações:

- i) Solo de fundação de natureza rochosa - Tipo A;
- ii) Zonas sísmicas: Tipo 1 - 1,6; Tipo 2 - 2,4;
- iii) Coeficiente de importância: 1,30;
- iv) Coeficiente de comportamento: 1,0.

De acordo com as equações (4.12) à (4.15), apresenta-se na Tabela 4.38 (a) e (b) os valores para o espectro de resposta da ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2, respetivamente.

Tabela 4.38 - Valores para o espectro de resposta da ação sísmica: (a) - Tipo 1; (b) Tipo 2

(a)				(b)			
$T[s]$	$S_d(T)$	$T[s]$	$S_d(T)$	$T[s]$	$S_d(T)$	$T[s]$	$S_d(T)$
0,00	0,303	2,05	0,325	0,00	0,953	2,05	0,425
0,05	0,720	2,10	0,310	0,05	2,264	2,10	0,405
0,10	1,138	2,15	0,295	0,10	3,575	2,15	0,387
0,15	1,138	2,20	0,282	0,15	3,575	2,20	0,369
0,20	1,138	2,25	0,270	0,20	3,575	2,25	0,353
0,25	1,138	2,30	0,258	0,25	3,575	2,30	0,338
0,30	1,138	2,35	0,247	0,30	2,979	2,35	0,324
0,35	1,138	2,40	0,237	0,35	2,554	2,40	0,310
0,40	1,138	2,45	0,227	0,40	2,234	2,45	0,298
0,45	1,138	2,50	0,218	0,45	1,986	2,50	0,286
0,50	1,138	2,55	0,210	0,50	1,788	2,55	0,275
0,55	1,138	2,60	0,202	0,55	1,625	2,60	0,264
0,60	1,138	2,65	0,194	0,60	1,490	2,65	0,255
0,65	1,050	2,70	0,187	0,65	1,375	2,70	0,245
0,70	0,975	2,75	0,180	0,70	1,277	2,75	0,236
0,75	0,910	2,80	0,174	0,75	1,192	2,80	0,228
0,80	0,853	2,85	0,168	0,80	1,117	2,85	0,220
0,85	0,803	2,90	0,162	0,85	1,051	2,90	0,213
0,90	0,758	2,95	0,157	0,90	0,993	2,95	0,205
0,95	0,718	3,00	0,152	0,95	0,941	3,00	0,199
1,00	0,683	3,05	0,147	1,00	0,894	3,05	0,192
1,05	0,650	3,10	0,142	1,05	0,851	3,10	0,186
1,10	0,620	3,15	0,138	1,10	0,813	3,15	0,180
1,15	0,593	3,20	0,133	1,15	0,777	3,20	0,175
1,20	0,569	3,25	0,129	1,20	0,745	3,25	0,169
1,25	0,546	3,30	0,125	1,25	0,715	3,30	0,164
1,30	0,525	3,35	0,122	1,30	0,688	3,35	0,159
1,35	0,506	3,40	0,118	1,35	0,662	3,40	0,155
1,40	0,488	3,45	0,115	1,40	0,638	3,45	0,150
1,45	0,471	3,50	0,111	1,45	0,616	3,50	0,146
1,50	0,455	3,55	0,108	1,50	0,596	3,55	0,142
1,55	0,440	3,60	0,105	1,55	0,577	3,60	0,138
1,60	0,427	3,65	0,102	1,60	0,559	3,65	0,134
1,65	0,414	3,70	0,100	1,65	0,542	3,70	0,131
1,70	0,401	3,75	0,097	1,70	0,526	3,75	0,127
1,75	0,390	3,80	0,095	1,75	0,511	3,80	0,124
1,80	0,379	3,85	0,092	1,80	0,497	3,85	0,121
1,85	0,369	3,90	0,091	1,85	0,483	3,90	0,118
1,90	0,359	3,95	0,091	1,90	0,470	3,95	0,115
1,95	0,350	4,00	0,091	1,95	0,458	4,00	0,112
2,00	0,341			2,00	0,447		

Com os valores Tabela 4.38 foi possível gerar um gráfico com os espectros de resposta para os dois tipos de ação sísmica (Gráfico 4.2).

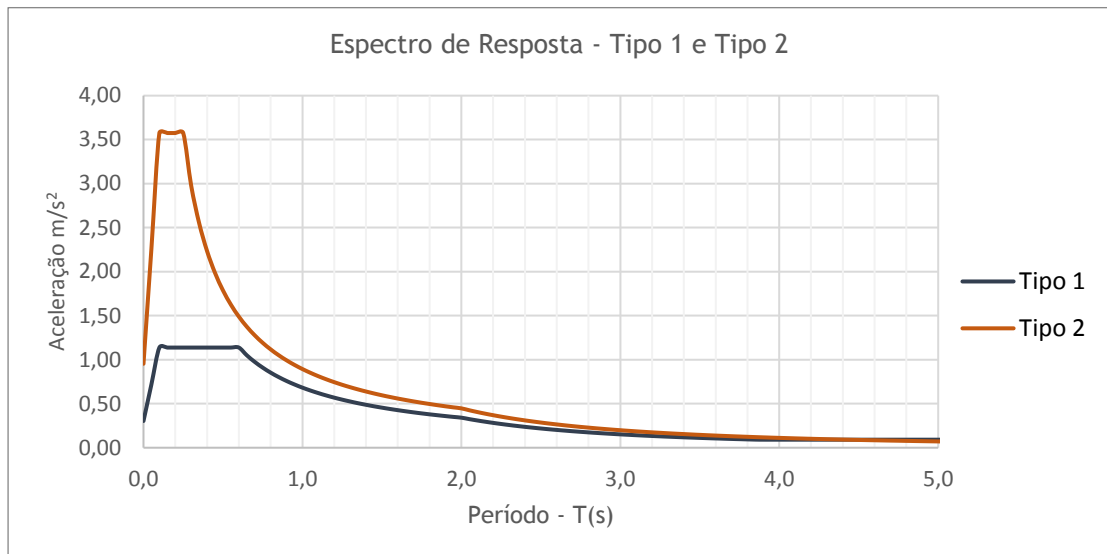


Gráfico 4.2 - Espectros de resposta da ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2

O programa de cálculo estrutural permite realizar o cálculo da ação sísmica através da definição manual dos espectros de resposta elástica estabelecidos na NP EN 1998-1, ou alternativamente recorrendo a um procedimento automático que permite a seleção da norma de trabalho e a definição dos parâmetros associados. No presente estudo optou-se pela primeira via por ser aquela que permite um maior controlo por parte do utilizador. Após a definição da ação sísmica, esta foi combinada tendo em conta os aspetos abordados na secção 4.4.1.

Posteriormente à análise de esforços provocados pela combinação sísmica, conclui-se que os esforços são reduzidos, dado o peso reduzido da estrutura, associada à zona sísmica pouco significativa.

4.5.2 Verificação da segurança dos elementos estruturais

4.5.2.1 Classificação das secções existentes

A classificação das secções transversais está relacionada com as exigências que o cálculo plástico impõe às secções. As secções transversais podem ser classificadas em quatro classes. Para a classificação dos elementos estruturais compostos, como são exemplo os elementos do caso de estudo, adotou-se uma metodologia que tem em conta a geometria da secção. O processo assumido justifica-se pela necessidade de adaptar as regras gerais da NP EN 1993-1 à classificação de secções compostas.

Pretende-se que as secções transversais efetivas sejam da classe 1, para que a verificação da segurança dos diversos esforços se torne mais simples. Desta forma, para as secções que não verificam a classe 1 admite-se uma secção efetiva de menor área. Como limite máximo das relações largura-espessura para a verificação da classe 1, em componentes internos

comprimidos adota-se o valor de $72\varepsilon = 72 \times \sqrt{235/230} = 72,7$ ou $33\varepsilon = 33 \times \sqrt{235/230} = 33,4$ e para componentes em consola de $9\varepsilon = 9 \times \sqrt{235/230} = 9,1$. Segue-se a classificação dos vários elementos estruturais.

Nas secções em T apenas existem componentes em consola (Figura 4.34). Note-se que c_1 e t_1 pertencem à componente em consola (1) (alma) e c_2 e t_2 à componente em consola (2) (banzo).

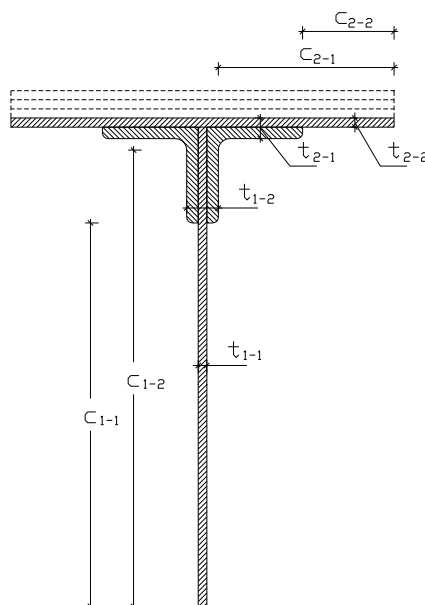


Figura 4.34 - Geometria da largura (c) e espessura (t) das componentes em consola nas secções em T

Em função de cada secção em T apresenta-se na Tabela 4.39 a largura (c) e espessura (t) para cada componente em consola (1 e 2).

Tabela 4.39 - Geometria para classificação das secções transversais em T

Elemento		Componente em consola (1)				Componente em consola (2)			
		c_{1-1} [mm]	t_{1-1} [mm]	c_{1-2} [mm]	t_{1-2} [mm]	c_{2-1} [mm]	t_{2-1} [mm]	c_{2-2} [mm]	t_{2-2} [mm]
Banzos	BA _c	400	9	476	33	183,5	21,5	95,5	9,5
	BA _{rv}	400	9	476	33	183,5	33,5	95,5	21,5
	BA _{rs}	400	9	476	33	183,5	31	95,5	19
	BA _{rd}	400	9	476	33	183,5	40,5	95,5	28,5
	BA _{rt}	400	9	476	33	183,5	50	95,5	38

Na Tabela 4.40 apresenta-se a relação entre a largura e espessura (c/t) e a verificação da classe 1 para cada secção transversal.

Tabela 4.40 - Relação entre a largura e a espessura com verificação da classe 1 nas secções em T

Elemento		Componente em consola (1)				Componente em consola (2)			
		$\frac{c_{1-1}}{t_{1-1}}$	$\frac{c_{1-1}}{t_{1-1}} \leq 9\varepsilon$	$\frac{c_{1-2}}{t_{1-2}}$	$\frac{c_{1-2}}{t_{1-2}} \leq 9\varepsilon$	$\frac{c_{2-1}}{t_{2-1}}$	$\frac{c_{2-1}}{t_{2-1}} \leq 9\varepsilon$	$\frac{c_{2-2}}{t_{2-2}}$	$\frac{c_{2-2}}{t_{2-2}} \leq 9\varepsilon$
Banzos	BA _c	44,4	Não verifica	14,4	Não verifica	8,5	Verifica	10,1	Não verifica
	BA _{rv}	44,4	Não verifica	14,4	Não verifica	5,5	Verifica	4,4	Verifica
	BA _{rs}	44,4	Não verifica	14,4	Não verifica	5,9	Verifica	5,0	Verifica
	BA _{rd}	44,4	Não verifica	14,4	Não verifica	4,5	Verifica	3,4	Verifica
	BA _{rt}	44,4	Não verifica	14,4	Não verifica	3,7	Verifica	2,5	Verifica

Tendo em vista a classificação das secções em classe 1, considerou-se uma largura efetiva de $c_{1-1} = 9\varepsilon \times t_{1-1} = 82 \text{ mm}$. Para a verificação do elemento BA_c, adotou-se para c_{2-2} o valor de 86 mm.

Ao reduzir a secção efetiva de cada elemento admite-se uma secção de área menor comparativamente à secção real, conseguindo-se secções de classe 1. No Desenho nº D/04 apresentam-se as secções em T devidamente reduzidas.

Nas secções em I (longarinas e carlingas) o componente interno refere-se à alma e o componente em consola ao banzo. A nomenclatura utilizada é apresentada na Figura 4.27.

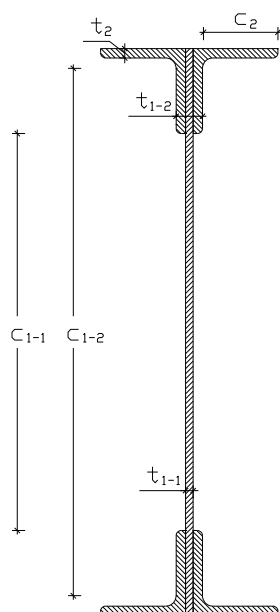


Figura 4.35 - Geometria da largura (c) e espessura (t) para os componentes de secções em I

Na Tabela 4.41 encontram-se os dados necessários, assim como a verificação da classe 1 nas referidas secções. Note-se que c_1 e t_1 referem-se à componente interna (alma) e c_2 e t_2 à componente em consola (banzo).

Tabela 4.41 - Verificação da classe 1 nas secções em I - Longarinas e Carlingas

Elemento	Componente interno								Componente em consola			
	c_{1-1} [mm]	t_{1-1} [mm]	$\frac{c_{1-1}}{t_{1-1}}$	$\frac{c_{1-1}}{t_{1-1}} \leq 72\varepsilon$	c_{1-2} [mm]	t_{1-2} [mm]	$\frac{c_{1-2}}{t_{1-2}}$	$\frac{c_{1-2}}{t_{1-2}} \leq 72\varepsilon$	c_2 [mm]	t_2 [mm]	$\frac{c_2}{t_2}$	$\frac{c_2}{t_2} \leq 9\varepsilon$
LONG	390	28	13,9	Verifica	528	8	66,0	Verifica	79	10	7,9	Verifica
CARL	420	8	52,5	Verifica	558	28	19,9	Verifica	79	10	7,9	Verifica

Para ambos os elementos estruturais a classe da alma fletida e do banzo comprimido verifica a classe 1. Conclui-se assim que as duas secções são de classe 1.

O grupo de montantes é constituído por três secções. A primeira apenas possui componentes em consola, tal como se apresenta na Figura 4.36.

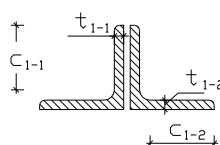


Figura 4.36 - Geometria da largura (c) e espessura (t) para os componentes em consola da secção do montante corrente

Na Tabela 4.42 resumem-se os dados e as verificações para a classificação da secção do montante corrente.

Tabela 4.42 - Verificação da classe 1 na secção do montante corrente

Elemento	Componente em consola								Classe
	c_{1-1} [mm]	t_{1-1} [mm]	$\frac{c_{1-1}}{t_{1-1}}$	$\frac{c_{1-1}}{t_{1-1}} \leq 9\varepsilon$	c_{1-2} [mm]	t_{1-2} [mm]	$\frac{c_{1-2}}{t_{1-2}}$	$\frac{c_{1-2}}{t_{1-2}} \leq 9\varepsilon$	
MON_COR	69	10	6,9	Verifica	69	10	6,9	Verifica	1

O montante sobre o pilar estribo (Figura 4.37) possui várias componentes em consola (c_1 e t_1), sendo a relação mais crítica a relação entre c_{1-4} e t_{1-4} . Existe apenas um componente interno (c_2 e t_2).

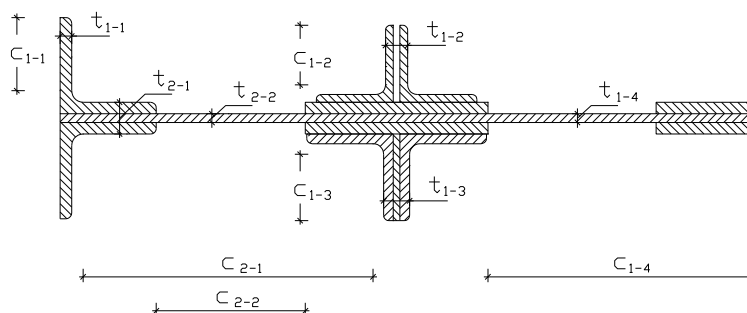


Figura 4.37 - Geometria da largura (c) e espessura (t) para os componentes da secção do montante sobre o pilar estribo

As Tabelas 4.22 e 4.23 referem-se à geometria e verificação da classe 1 do referido elemento, respetivamente.

Tabela 4.43 - Geometria para classificação da secção transversal do montante sobre o pilar estribo

Elemento	Componente em consola								Componente interno			
	c_{1-1} [mm]	t_{1-1} [mm]	c_{1-2} [mm]	t_{1-2} [mm]	c_{1-3} [mm]	t_{1-3} [mm]	c_{1-4} [mm]	t_{1-4} [mm]	c_{2-1} [mm]	t_{2-1} [mm]	c_{2-2} [mm]	t_{2-2} [mm]
MON_PE	76	12	62	23	69	27	275	9	301,5	33	155	9

Tabela 4.44 - Relação entre a largura e a espessura com verificação da classe 1 na secção do montante sobre o pilar estribo

Elemento	Componente em consola								Componente interno			
	$\frac{c_{1-1}}{t_{1-1}}$	$\frac{c_{1-1}}{t_{1-1}} \leq 9\varepsilon$	$\frac{c_{1-2}}{t_{1-2}}$	$\frac{c_{1-2}}{t_{1-2}} \leq 9\varepsilon$	$\frac{c_{1-3}}{t_{1-3}}$	$\frac{c_{1-3}}{t_{1-3}} \leq 9\varepsilon$	$\frac{c_{1-4}}{t_{1-4}}$	$\frac{c_{1-4}}{t_{1-4}} \leq 9\varepsilon$	$\frac{c_{2-1}}{t_{2-1}}$	$\frac{c_{2-1}}{t_{2-1}} \leq 33\varepsilon$	$\frac{c_{2-2}}{t_{2-2}}$	$\frac{c_{2-2}}{t_{2-2}} \leq 33\varepsilon$
MON_PE	6,3	Verifica	2,7	Verifica	2,6	Verifica	30,6	Não verifica	9,1	Verifica	17,2	Verifica

Para a secção transversal do montante sobre o pilar estribo se classificar em classe 1 foi necessário reduzir c_{1-4} para 82 mm.

O montante sobre o pilar corrente (Figura 4.38) apresenta apenas uma relação para componentes internos (c_2/t_2).

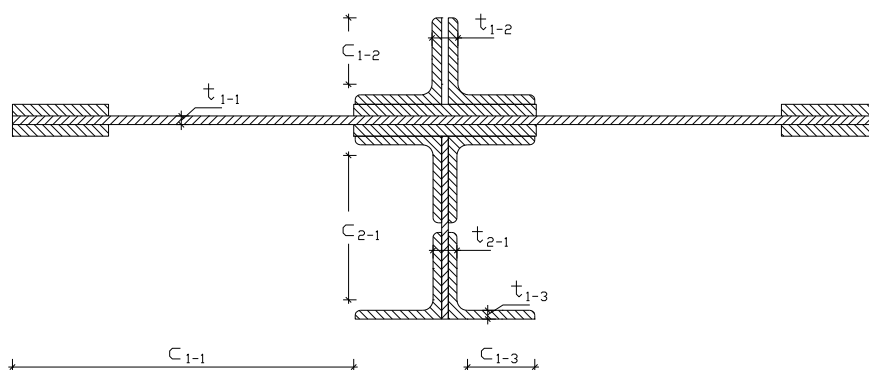


Figura 4.38 - Geometria da largura (c) e espessura (t) para os componentes da secção do montante sobre o pilar corrente

Seguem-se as Tabelas 4.24 e 4.25 referentes à geometria e verificação da classe 1 para a referida secção transversal.

Tabela 4.45 - Geometria para classificação da secção transversal do montante sobre o pilar corrente

Elemento	Componente em consola						Componente interno	
	c_{1-1} [mm]	t_{1-1} [mm]	c_{1-2} [mm]	t_{1-2} [mm]	c_{1-3} [mm]	t_{1-3} [mm]	c_{2-1} [mm]	t_{2-1} [mm]
MON_PC	355	9	69	27	70	9	150	25

Tabela 4.46 - Relação entre a largura e a espessura com verificação da classe 1 na secção do montante sobre o pilar corrente

Elemento	Componente em consola						Componente interno	
	$\frac{c_{1-1}}{t_{1-1}}$	$\frac{c_{1-1}}{t_{1-1}} \leq 9\varepsilon$	$\frac{c_{1-2}}{t_{1-2}}$	$\frac{c_{1-2}}{t_{1-2}} \leq 9\varepsilon$	$\frac{c_{1-3}}{t_{1-3}}$	$\frac{c_{1-3}}{t_{1-3}} \leq 9\varepsilon$	$\frac{c_{2-1}}{t_{2-1}}$	$\frac{c_{2-1}}{t_{2-1}} \leq 33\varepsilon$
MON_PC	39,4	Não verifica	2,6	Verifica	7,8	Verifica	6,0	Verifica

Para a classificação da secção em classe 1 foi necessário reduzir o valor de c_{1-1} para 82 mm, como indicado no Desenho nº D/04.

Cada secção transversal em U possui um componente interno (c_1 e t_1) e dois componentes em consola de igual geometria (c_2 e t_2) (Figura 4.39).

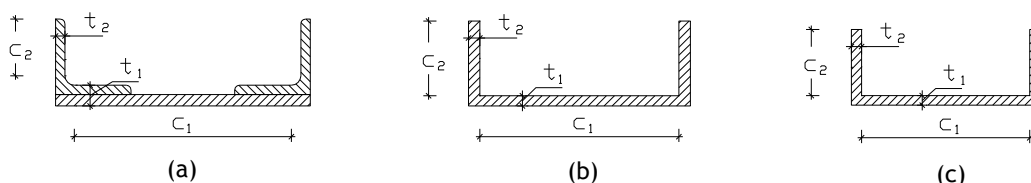


Figura 4.39 - Geometria da largura (c) e espessura (t) para os componentes das secções em U: (a) U270x80; (b) U235x90; (c) U200x80.

Tal como se observa na Tabela 4.47 as diagonais classificam-se em classe 1, não sendo necessário reduzir qualquer das suas dimensões.

Tabela 4.47 - Verificação da classe 1 nas secções em U - Diagonais

Elemento		Componente interno				Componente em consola				Classe
		c_1 [mm]	t_1 [mm]	$\frac{c_1}{t_1}$	$\frac{c_1}{t_1} \leq 33\varepsilon$	c_2 [mm]	t_2 [mm]	$\frac{c_2}{t_2}$	$\frac{c_2}{t_2} \leq 9\varepsilon$	
Diagonais	U270x80	230	22	10,5	Verifica	60	10	6,0	Verifica	1
	U235x90	211	11	19,2	Verifica	79	12	6,6	Verifica	1
	U200x80	178	10	17,8	Verifica	70	11	6,4	Verifica	1

Nas secções de contraventamento apenas existem componentes em consola, como se observa na Figura 4.40.

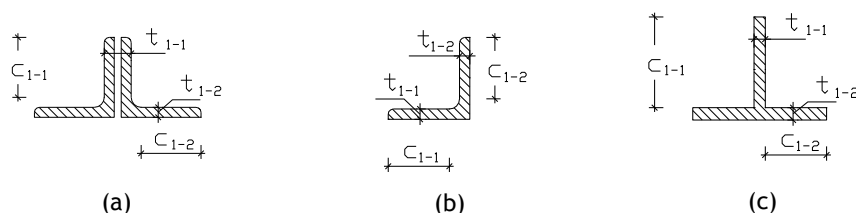


Figura 4.40 - Geometria da largura (c) e espessura (t) para os componentes das secções de contraventamento: (a) Bielas transversais na base (BB); (b) Contraventamento transversal horizontal (CLH); (c) Contraventamento transversal (CT)

Apresenta-se na Tabela 4.48 a verificação da classe 1 das referidas secções, sendo as três classificadas em classe 1.

Tabela 4.48 - Verificação da classe 1 nas secções de contraventamento

Elemento	Componente em consola								Classe
	c_{1-1} [mm]	t_{1-1} [mm]	$\frac{c_{1-1}}{t_{1-1}}$	$\frac{c_{1-1}}{t_{1-1}} \leq 9\varepsilon$	c_{1-2} [mm]	t_{1-2} [mm]	$\frac{c_2}{t_2}$	$\frac{c_2}{t_2} \leq 9\varepsilon$	
BB	60	10	6,0	Verifica	60	10	6,0	Verifica	1
CLH	60	10	6,0	Verifica	60	10	6,0	Verifica	1
CT	88	11	8,0	Verifica	59,5	12	5,0	Verifica	1

Após a classificação das secções transversais verifica-se que apenas as secções em T e os montantes sobre os pilares não verificam a classe 1. Através de uma adequada redução da sua geometria foi possível classificar os referidos elementos na classe 1, tal como se observa no Desenho nº D/04.

4.5.2.2 Verificação dos elementos à tração

Para exemplificar a verificação de segurança ao esforço de tração apresenta-se como exemplo o elemento mais tracionado existente na estrutura. Este corresponde a um banzo superior inserido na extremidade do tramo interno, junto ao pilar central. Na Figura 4.41 apresenta-se o diagrama de esforço axial de tração no referido elemento.

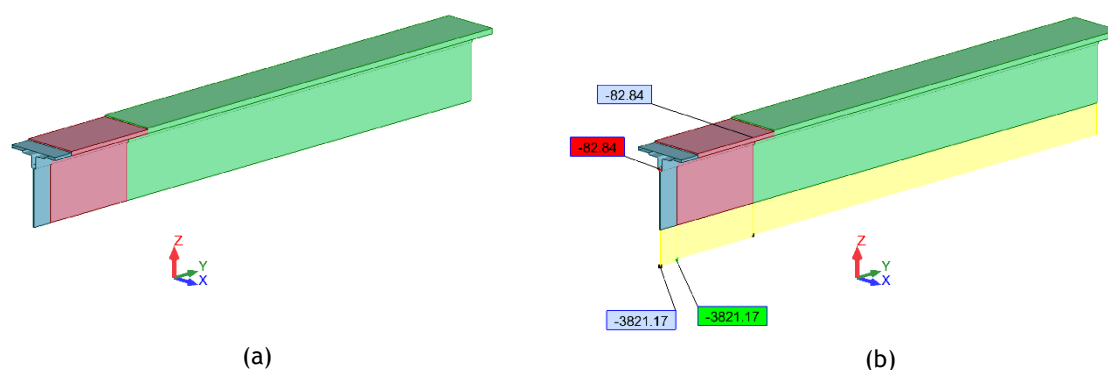


Figura 4.41 - (a) Banzo superior, constituído pelos elementos BAr (nº255), BArd (nº256) e BArT (nº257); (b) Banzo superior e respetivo diagrama de esforço axial para a combinação mais desfavorável

O elemento é composto por 3 secções transversais, sendo a secção BAr identificada pela cor azul, BArd pela cor roxa e BArT verde. O esforço axial atuante de $N_{Ed} = 3821,17 \text{ kN}$, correspondendo aproximadamente a $382,11 \text{ ton}$ é constante em todo o elemento. De acordo com a secção 2.5.5.2 do presente documento, a verificação deste esforço requer a validade da condição (2.2).

No cálculo do esforço axial de tração resistente, $N_{t,Rd}$ considerou-se apenas secções de secção bruta. Assim, o seu valor será igual ao valor de cálculo da resistência plástica da secção

bruta, $N_{pl,Rd}$. Para a verificação da capacidade resistente do elemento em análise considerou-se a área total do elemento com menor área resistente, ou seja, o Bars (nº255). O seu valor determina-se da seguinte forma:

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166,43 \times 10^{-4} \times 230 \times 10^3}{1,0} = 3827,90 \text{ kN}$$

Logo:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{3821,17}{3827,90} = 0,99 \leq 1,0$$

Verifica-se desta forma a resistência ao esforço de tração do referido elemento, tendo um rácio de esforço atuante/esforço resistente de 99%.

4.5.2.3 Verificação dos elementos à compressão

Os esforços de compressão manifestam-se maioritariamente nos banzos quer superiores, quer inferiores, nos montantes e nas diagonais.

De forma a elucidar como foi realizada a verificação dos elementos à compressão, apresenta-se como exemplo os cálculos para a diagonal mais esforçada (U270x80), correspondendo ao elemento nº155 (Figura 4.42). Este elemento situa-se na extremidade do Tramo A, junto ao pilar P2 e apresenta um esforço de compressão de -1627,12 kN.

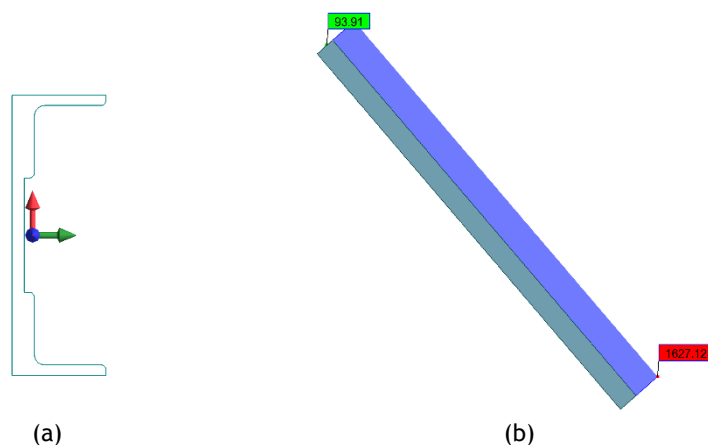


Figura 4.42 - (a) Elemento U270x80 (nº155) com os eixos locais representados; (b) Elemento U270x80 e respetivo diagrama de esforço axial de compressão para a combinação mais desfavorável.

Em elementos comprimidos o fenómeno de encurvadura é o principal fator de instabilidade. Desta forma, deve-se verificar a condição $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$, onde $N_{b,Rd}$ corresponde ao valor de cálculo do esforço axial resistente à encurvadura por influência da flexão. O seu cálculo é dado pela equação (2.9).

O fator de redução para o modo de encurvadura, χ deve ser calculado tendo em conta possíveis instabilidades, tanto na direção y como na direção z (equação (2.11)). Na sua determinação intervém o coeficiente de esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}$ calculado através da equação (2.12). Por sua vez o fator ϕ calcula-se em função do fator de imperfeição generalizado, α estando este associado à curva de encurvadura de um dado elemento metálico. Refere-se que o Eurocódigo não contempla curvas de encurvadura para elementos compostos ligados através de rebites. Desta forma foi adotado para as diagonais uma curva de encurvadura para secções em U, sendo a curva correspondente a curva c, cujo valor é de 0,49 independentemente do eixo de flexão.

No cálculo do coeficiente de esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}$ é ainda necessário determinar o comprimento de encurvadura, L_E . Para as diagonais o comprimento de encurvadura em torno do eixo y (verde) (Figura 4.42 (a)) considerado foi metade do seu comprimento total, o que corresponde a 3,05 m. No que diz respeito à encurvadura em torno do eixo z (vermelho) (Figura 4.42 (a)), o comprimento de encurvadura não é o comprimento total do elemento nem metade do seu comprimento, uma vez que a respetiva diagonal emparelhada funciona como um travamento. Desta forma, para determinar o comprimento de encurvadura em torno do eixo z adotou-se um modelo de cálculo, onde as extremidades estão apoiadas e ao centro existe um apoio elástico que simula a diagonal emparelhada (Figura 4.43).



Figura 4.43 - (a) Modelo de cálculo para determinação do comprimento de encurvadura (L_E) em torno do eixo local z

A rigidez da mola determina-se de acordo com a seguinte equação:

$$K_{mola} = \frac{1}{\delta} \quad (4.28)$$

em que:

δ - Deslocamento a meio vão provocado pela carga de 1 kN.

Para a determinação da referida rigidez, adotou-se um outro modelo de cálculo, presente na Figura 4.44.

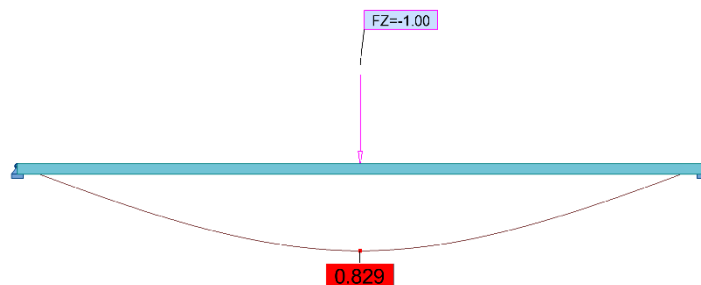


Figura 4.44 - Deslocamento causado por uma carga de 1 kN a meio vão no elemento U270x80

O deslocamento obtido para o elemento U270x80 quando solicitado por uma carga de 1 kN foi de 0,829 cm. Logo a rigidez da mola apresenta o seguinte valor:

$$K_{mola} = \frac{1}{0,829 \times 10^{-2}} = 120,6 \text{ kN/m}$$

Aplicando uma carga pontual de 10 kN no modelo de cálculo representado na Figura 4.43 e fazendo uma análise à encurvadura no programa de cálculo, obteve-se para o primeiro modo de encurvadura (Figura 4.45) e o respetivo coeficiente de carga crítica.

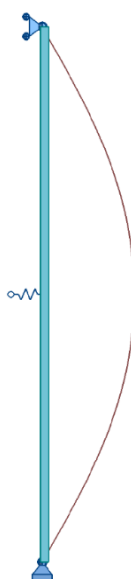


Figura 4.45 - Modelo de cálculo com a representação do primeiro modo de encurvadura

A carga crítica para o referido elemento é obtida através da multiplicação entre o coeficiente de carga crítica (obtido pelo programa de cálculo) e a respetiva carga pontual. Assim, conhecendo a carga crítica do elemento é possível determinar o comprimento de encurvadura (equação (2.8)), tal como se representa na Tabela 4.49.

Tabela 4.49 - Cálculo do comprimento de encurvadura em relação a eixo z do elemento U270x80

Elemento nº155 - U270x80	
E (GPa)	182
I_z (cm ⁴)	313,58
Coeficiente de carga critica	29,71
Carga crítica (kN)	297,1
L_E (m)	4,35

Refere-se que o mesmo procedimento foi realizado para as duas restantes diagonais (U235x80 e U200x80), obtendo-se o mesmo comprimento de encurvadura (4,35). Este facto é justificado pelo emparelhamento ser feito sempre com duas diagonais iguais.

Na Tabela 4.50 apresentam-se os valores dos vários parâmetros que intervêm no cálculo de $N_{b,Rd}$, para a diagonal em análise.

Tabela 4.50 - Valores obtidos para verificação da encurvadura para a diagonal nº 425

Elemento nº155 - U270x80		
Parâmetros	Eixo y	Eixo z
L_E (m)	3,05	4,35
i (cm)	9,71	2,24
λ_1	88,37	88,37
$\bar{\lambda}$	0,36	2,20
α	0,49	0,49
ϕ	0,60	3,41
χ	0,92	0,17
$N_{b,Rd}$ (kN)	1326,06	239,50

Após o cálculo da resistência à encurvadura por influência da flexão pode verificar-se que a condição $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$ não é garantida, sendo $N_{b,Rd}$ o menor valor entre $N_{b,Rd,y}$ e $N_{b,Rd,z}$. O rácio entre esforço atuante e esforço resistente para a diagonal mais solicitada é dado pela seguinte expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1627,12}{239,50} = 6,79 \leq 1,0$$

Conclui-se que a sua capacidade resistente é largamente ultrapassada para o esforço de compressão atuante.

Os esforços de compressão afetam também os banzos superiores e inferiores que pelas suas características interessa referir como foi realizada a verificação à compressão. Tal como visto anteriormente, ao longo da viga principal estes elementos variam de secção, dependendo da espessura da chapa do seu banzo, ou seja, podem existir elementos estruturais compostos

apenas por uma secção transversal (Figura 4.46 (a)) ou elementos compostos por duas ou três secções transversais (Figura 4.46 (b)).

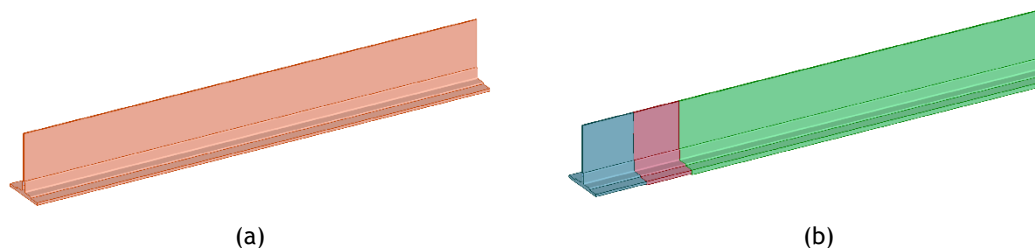


Figura 4.46 - (a) Banzo inferior composto por uma secção transversal; (b) Banzo inferior composto por três secções transversais

Para efeitos de cálculo da verificação de segurança foi considerado um comprimento de referência de 4,0 m, sendo esta a distância entre montantes que definem os módulos da viga treliçada.

Os elementos compostos por duas ou mais secções transversais definem-se como elementos de secção variável, em que as suas propriedades geométricas (área e inércia) variam ao longo do elemento. Para a verificação do esforço de compressão adotou-se uma análise simplificada, descrevendo-se de seguida o procedimento.

Para a verificação à compressão as secções utilizadas são as de classe 1, ou seja, com menor área e menor inércia comparativamente às existentes. Numa primeira fase, tendo como objetivo determinar a carga crítica de cada elemento, modelou-se individualmente no programa de cálculo as secções referentes aos banzos, com um comprimento de referência de 4,0 m e uma carga aplicada de 10 kN no nó superior (Figura 4.47).

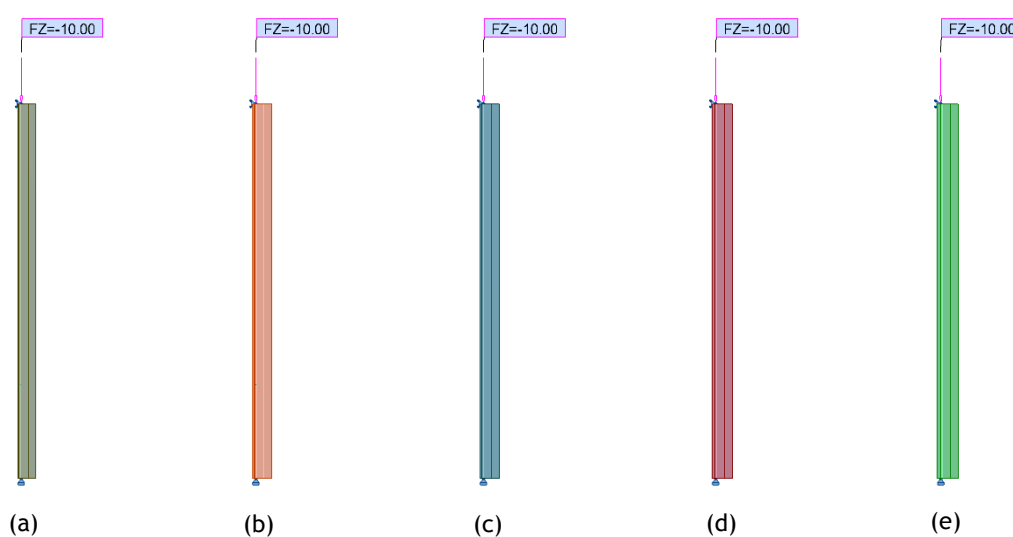


Figura 4.47 - Modelo de cálculo para determinação da carga crítica de cada elemento individual - (a) BAc; (b) BArv; (c) BARs; (d) BArd; (e) BART

Posteriormente efetuou-se uma análise à encurvadura, tal como realizado para as diagonais, onde se obtiveram as respetivas cargas críticas referentes ao primeiro modo de encurvadura de cada elemento. Numa segunda fase, considerando um comprimento de encurvadura de 4,0 m e um fator de imperfeição α , que toma o valor de 0,49 para ambos os eixos, determinou-se o $N_{b,Rd}$ para cada banzo. De modo a relacionar os valores obtidos efetuou-se a divisão dos mesmos, tal como apresentado na Tabela 4.51. Observa-se que à medida que a área das secções aumenta, $N_{b,Rd}$ e N_{cr} acompanham esse aumento.

Tabela 4.51 - Valor de cálculo do esforço axial resistente à encurvadura e carga crítica para cada elemento

Elementos	$N_{b,Rd}$ (kN)	N_{cr} (kN)	$N_{b,Rd}/N_{cr}$
BAC	1182,89	2140,62	0,553
BArv	1643,93	2804,46	0,586
BArs	1553,23	2673,19	0,581
BArd	1899,85	3182,58	0,597
BART	2264,09	3747,05	0,604

Tendo a relação $N_{b,Rd}/N_{cr}$ para cada elemento isolado, modelou-se numa fase posterior, de igual forma os elementos de secção variável, tal como indica a Figura 4.48. A sua modelação respeitou o comprimento de cada secção, sendo ainda adicionados os respetivos “offsets”.

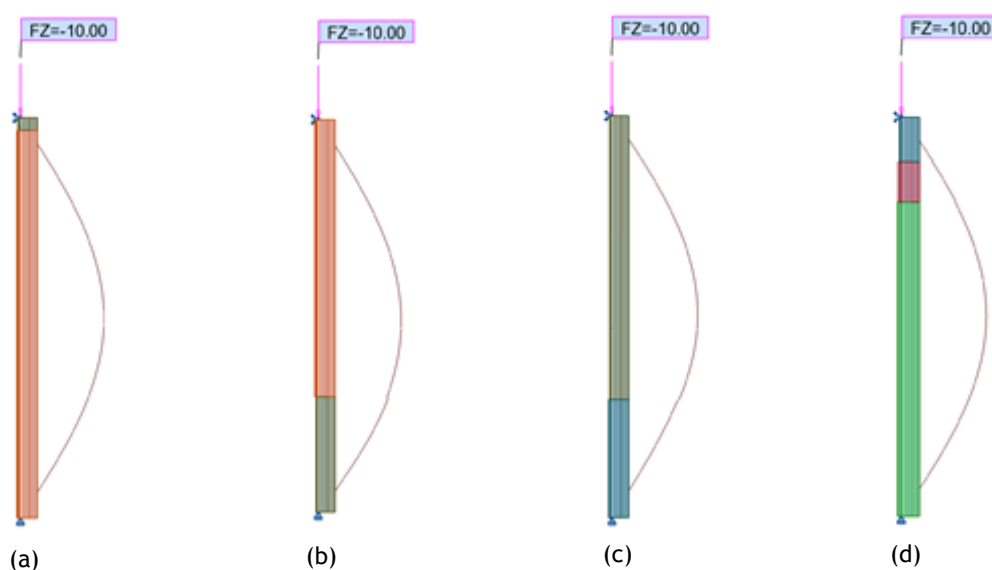


Figura 4.48 - Modelo de cálculo dos elementos de secção variável do Tramo A para determinação do primeiro modo da carga crítica: (a) Banzo constituído por BAC e BArv; (b) Banzo constituído por BArv e BAC; (c) Banzo constituído por BAC e BARS; (d) Banzo constituído por BARS, BARD e BART

O facto dos banzos existentes se definirem como elementos de secção variável torna a determinação de $N_{b,Rd}$ complexa. Tendo os valores da carga crítica de cada elemento de secção variável, multiplicou-se esse valor pelo quociente $N_{b,Rd}/N_{cr}$ (Tabela 4.51) do elemento menos resistente, obtendo-se o valor de $N_{b,Rd}$ para os elementos de secção variável (Tabela 4.52).

Tabela 4.52 - Determinação de $N_{b,Rd}$ para cada elemento de secção variável inserido no respetivo módulo

Tramos	Módulo	Elemento	L (m)	N_{cr} (kN)	$N_{b,Rd}/N_{cr}$	$N_{b,Rd}$ (kN)
A	3	BAC	0,125	2804,12	0,553	1550,68
		BArv	3,875			
	7	BArv	2,825	2681,10	0,553	1482,65
		BAC	1,175			
	9	BAC	2,80	2199,71	0,553	1216,44
		BArs	1,20			
	10	BArs	0,45	3699,20	0,581	2149,24
		BArd	0,40			
		BArt	3,15			
		BArt	1,90			
B	11	BArd	1,45	3386,50	0,581	1967,56
		BArs	0,65			
		BArs	1,95			
	12	BAC	2,05	2356,11	0,553	1302,93
		BAC	3,65			
	14	BArv	0,35	2142,76	0,553	1184,95
		BArv	1,90			
	19	BAC	2,10	2395,57	0,553	1324,75
		BAC	2,65			
	21	BArs	1,35	2226,47	0,553	1231,24
		BArs	0,15			
	22	BArd	0,70	3706,84	0,581	2153,67
		BArt	3,15			

Os respetivos comprimentos de cada secção, no elemento de secção variável, influência diretamente o valor de cálculo da resistência à encurvadura. Como exemplo apresenta-se a verificação da segurança à compressão do banzo pertencente ao módulo 14. O esforço máximo de compressão neste elemento corresponde a -2482,27 kN, logo:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{2482,27}{1184,95} = 2,10 \leq 1,0$$

Verifica-se que a capacidade resistente deste elemento é ultrapassada, apresentando um rácio entre esforço atuante a esforço resistente de 2,10.

4.5.2.4 Verificação dos elementos à flexão

Os elementos estruturais sujeitos a maiores esforços de flexão correspondem às longarinas e carlingas. O momento fletor nas longarinas é constante (231,56 kNm), no entanto a flexão máxima verifica-se nas carlingas.

De seguida apresenta-se um exemplo de verificação da segurança à flexão. Para tal o elemento adotado corresponde à carlinga nº82, onde a flexão é máxima. Na Figura 4.49 observa-se o seu diagrama de momento fletor.

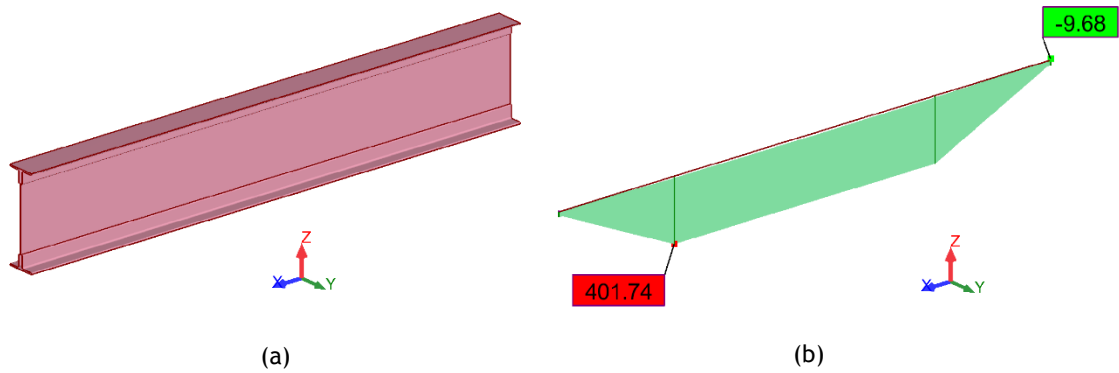


Figura 4.49 - (a) Elemento CARL (n°82); (b) Elemento CARL e respetivo diagrama de momento fletor para a combinação mais desfavorável

De acordo com a expressão (2.15) é necessário estimar o valor de cálculo do momento fletor resistente ($M_{c,Rd}$), sendo que no seu cálculo intervém o módulo de flexão plástico (W_{pl}). Para o elemento em análise o W_{pl} calcula-se da seguinte forma [69]:

$$W_{pl} = 2S \quad (4.29)$$

em que:

S - Momento estático de meia secção em relação ao eixo neutro plástico, $S = (A/2) \times d$;

d - Distância entre o centro geométrico de meia secção e o eixo neutro;

A - Área da secção.

A distância entre o centro geométrico de meia secção ao eixo neutro é de 22,3 cm, tal como se observa na Figura 4.50.

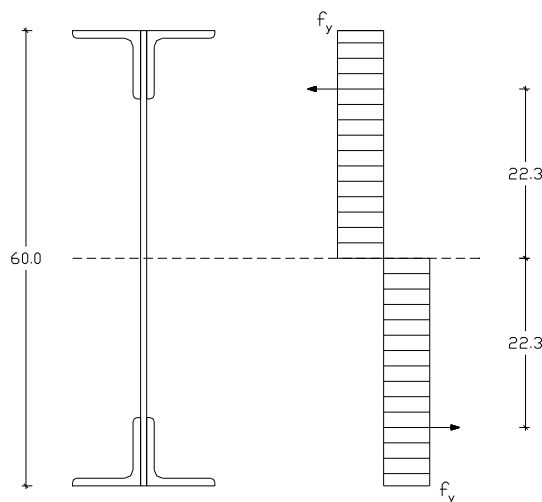


Figura 4.50 - Momento plástico referente à carlinga

Logo:

$$W_{pl,y} = 2 \times \frac{116,53}{2} \times 22,30 = 2598,62 \text{ cm}^3$$

É agora possível realizar o cálculo do momento fletor resistente, tal como se demonstra de seguida:

$$M_{y\ c,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2598,62 \times 10^{-6} \times 230 \times 10^3}{1,0} = 597,68 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{y\ Ed}}{M_{y\ c,Rd}} = \frac{401,74}{597,68} = 0,67 \leq 1,0$$

Conclui-se que a carlinga nº89 verifica a segurança, apresentando um rácio de esforço atuante/esforço resistente de 67%.

4.5.2.5 Verificação dos elementos ao esforço transversal

Como exemplo para a verificação da segurança ao esforço transversal apresenta-se também a carlinga nº82 (Figura 4.51). A verificação é realizada através da equação (2.21).



Figura 4.51 - Diagrama de esforço transversal no elemento CARL - nº89

No cálculo do valor de resistência ao esforço transversal torna-se necessário definir a área de corte do elemento. Tal como referido anteriormente, esta área corresponde aproximadamente à área das partes da secção paralelas à direção do esforço transversal.

O elemento estrutural em análise é composto por várias secções ligadas através de rebites. Para este tipo de elementos a NP EN 1993-1-1 não especifica qualquer fórmula de cálculo para a área de corte dos mesmos. Como a configuração das carlingas é em I, admitiu-se que a sua área de corte pode ser estimada tendo em conta a equação (2.26), correspondendo a secções soldadas em I, H e em caixão, com carga paralela à alma. Deste modo, a área de corte estimada para as carlingas é estimada da seguinte forma (Figura 4.52):

$$\eta \sum (h_w \times t_w) = 1 \times (60 \times 0,8) = 48,0 \text{ cm}^2$$

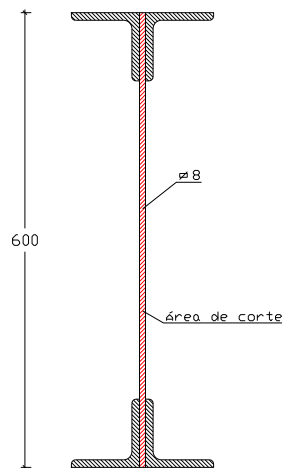


Figura 4.52 - Área de corte referente às carlingas

O valor de cálculo do esforço transversal resistente determina-se conforme a expressão (2.21).

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{48 \times 10^{-4} \left(\frac{230 \times 10^3}{\sqrt{3}} \right)}{1,0} = 637,39 \text{ kN}$$

Pode-se concluir que o elemento resiste ao esforço transversal atuante, de acordo com a seguinte verificação:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{467,70}{637,39} = 0,73 \leq 1,0$$

Para além da verificação da resistência do elemento estrutural ao esforço transversal é ainda necessário verificar a resistência da encurvadura da alma ao esforço transversal, através da condição (2.31). Para a carlinga em análise vem:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \Leftrightarrow \frac{600}{8} > 72 \frac{\sqrt{235/230}}{1} \Leftrightarrow 75 > 72,78$$

4.5.2.6 Verificação dos elementos com momento fletor e esforço transversal

Na interação entre o momento fletor e o esforço transversal deve-se verificar a necessidade de redução do valor de cálculo do momento fletor resistente $M_{c,Rd}$.

Como exemplo de cálculo apresenta-se novamente a carlinga nº82, sendo que para este elemento é necessário reduzir o valor de cálculo do momento fletor resistente, uma vez que $V_{Ed} > 0,5 V_{pl,Rd}$.

$$V_{Ed} > 0,5 V_{pl,Rd} \Leftrightarrow 467,70 \text{ kN} > 0,5 \times 637,39 = 318,70 \text{ kN}$$

No caso de secções transversais com banzos iguais (secções em I ou H), para o cálculo do momento fletor resistente reduzido é necessário calcular o coeficiente de redução, dado pela equação (2.32).

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \times 467,70}{637,39} - 1 \right)^2 = 0,22$$

Logo:

$$M_{yV,Rd} = \left(W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right) \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \left(2598,62 \times 10^{-6} - \frac{0,22 \times (48 \times 10^{-4})^2}{4 \times 8 \times 10^{-3}} \right) \frac{230 \times 10^3}{1,0}$$

$$= 561,25 \text{ kNm}$$

Pode-se concluir que a carlinga nº89 verifica a resistência relativamente à interação dos esforços de flexão e esforço transversal, uma vez que:

$$M_{yV,Rd} \leq M_{yc,Rd} \Leftrightarrow 561,25 \text{ kNm} \leq 597,68 \text{ kNm}$$

4.5.3 Resumo da verificação de segurança

A verificação da segurança dos elementos estruturais foi verificada para todos os elementos, no ANEXO II encontram-se os cálculos efetuados. Refere-se que os esforços axiais por vezes são acompanhados de esforços de corte e flexão, pelo que outras verificações de segurança foram efetuadas pelo programa de cálculo. Segue-se uma análise à capacidade resistente do conjunto dos elementos estruturais, no Tramo A e Tramo B.

4.5.3.1 Tramo A

- Banzo superior

Estes elementos caracterizam-se por apresentarem elevados esforços de natureza axial. A verificação à tração foi garantida, contudo os esforços de compressão a meio vão provocam a instabilidade dos elementos, nomeadamente do módulo 2 ao 8. Os esforços transversos e de flexão não apresentam problemas para nenhuma secção. Conclui-se que 70% dos banzos superiores pertencentes ao Tramo A necessitam de reforço.

- Banzo inferior

Tal como nos banzos superiores, os banzos inferiores caracterizam-se pela existência de esforço axial. O esforço de tração provoca a instabilidade apenas num elemento estrutural, pertencente ao módulo 13. Os esforços de compressão provocam instabilidade em 4 elementos, pertencentes aos módulos junto ao pilar P2, nomeadamente no 7, 8 9 e 10. Verificou-se para o elemento mais solicitado um rácio entre o esforço atuante e o esforço resistente de 208 %.

- Longarinas

Estes elementos estruturais pertencem à grelha que recebe a solicitação da sobrecarga, logo estão sujeitos a momentos fletores segundo y (M_y) e a esforço transversal segundo z (V_z). Para além destes esforços verifica-se ainda a existência de esforços axiais provocados pela ação do vento.

Os esforços máximos de tração (417,70 kN) e compressão (-496,89 kN) ocorrem junto ao pilar, na longarina 70 e 80. No que diz respeito ao esforço transversal (231,56 kN) e momento fletor (231,56 kN) verifica-se que são constantes em todos os elementos.

No conjunto das longarinas, a sua capacidade resistente está longe de ser excedida, verificando-se um rácio máximo de 16% para a tração, 57% para a compressão, 38 % para o esforço transversal e 41 % para a flexão.

- Carlingas

As carlingas estão sujeitas a cargas concentradas transmitidas pelas longarinas. Para os esforços axiais a sua capacidade resistente é garantida, verificando-se o maior esforço de compressão no elemento nº 91, sobre o pilar P2. No que diz respeito à flexão (M_{zEd}), os três elementos junto à extremidade do vão não verificam a sua capacidade resistente, verificando-se o maior rácio entre o esforço atuante e esforço resistente de 1,29. Desta forma, os elementos nº 81, 82 e 83 necessitam de ser reforçados.

- Montantes

Os montantes correntes apresentam esforços axiais da mesma ordem de grandeza, verificando-se um elevado aumento de compressão nos banzos sobre os pilares (elemento nº92 e nº102). Dado que os referidos montantes se caracterizam pela sua robustez, ainda que o cálculo fosse efetuado para os elementos de classe 1, verificou-se a sua resistência aos esforços atuantes. No que diz respeito aos montantes correntes, o elemento mais solicitado a esforços de compressão apresenta um rácio de 93%. Conclui-se que todos os elementos verificam a sua capacidade resistente.

- Bielas transversais a meia altura

Estes elementos são solicitados apenas a esforços axiais de tração, caracterizando-se pela sua esbelteza. Todas as bielas resistem aos esforços de tração, sendo que a mais esforçada (71,17 kN) localiza-se sobre o pilar e apresenta um rácio de 34% entre o esforço atuante e esforço resistente.

- Bielas na base

As bielas na base apresentam apenas esforços axiais de tração e compressão. Sobre os pilares estes elementos não apresentam qualquer esforço, uma vez que as cargas são encaminhadas diretamente para os apoios. Verifica-se que o esforço máximo de compressão ocorre a meio

vão, mais precisamente nos elementos 130 e 131. Todas as bielas resistem aos esforços quer de tração, quer de compressão, apresentando um rácio máximo de 21% e 83%, respetivamente.

- Diagonais

Os elementos que compõem as vigas principais caracterizam-se por apresentarem esforços axiais elevados. De modo a elucidar quais os esforços axiais com maior relevância para cada diagonal, observa-se na Figura 4.53 um diagrama de solicitações axiais, em que os elementos a verde correspondem a esforços de tração e a vermelho a esforços de compressão.

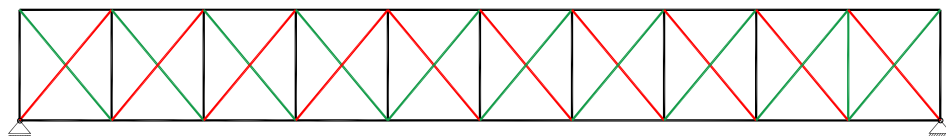


Figura 4.53 - Solicitações axiais nas diagonais que compõem as vigas principais do Tramo A

Relativamente ao esforço de tração verifica-se que nenhuma diagonal excede a sua capacidade resistente, sendo que os elementos mais tracionados (152 e 172), pertencentes ao 9º módulo, apresentam um rácio de 99%. Em contrapartida apenas quatro diagonais (137, 139, 157 e 159), pertencentes ao primeiro e segundo módulo verificam a segurança em relação ao esforço de compressão, uma vez que nessa zona os esforços de compressão não são elevados. Ainda a respeito deste esforço, verifica-se que as diagonais mais solicitadas se situam no 10º módulo, junto ao pilar, e apresentam um rácio entre esforço atuante e esforço resistente de 679%. Conclui-se que 90% das diagonais pertencentes ao primeiro tramo, necessitam de reforço.

- Contraventamento longitudinal horizontal superior e inferior

Em termos globais os contraventamentos longitudinais horizontais superiores apresentam esforços axiais menores comparativamente aos contraventamentos longitudinais horizontais inferiores. Os primeiros elementos apresentam os esforços de tração mais elevados nos extremos do tramo, já nos contraventamentos horizontais inferiores é a meio vão que se verificam os maiores esforços de tração. Verifica-se que os esforços de compressão nos contraventamentos inferiores com maior relevância ocorrem junto ao pilar (-185,2 kN). Nenhum contraventamento excede a sua capacidade resistente relativamente aos esforços de tração, sendo que a situação mais gravosa ocorre nos elementos 210 e 211, tendo um rácio de 45%.

Para os referidos contraventamentos desprezou-se os efeitos de compressão, admitindo que em cada emparelhamento o respetivo elemento verifica o esforço de compressão juntamente com o de tração, ou seja, mesmo que o elemento comprimido não verifique a segurança o respetivo elemento emparelhado resiste ao esforço de tração.

- Contraventamento transversal

O contraventamento transversal, materializado por duas secções em T emparelhadas, apenas apresenta esforços axiais de tração e compressão. Verifica-se que somente os dois elementos

emparelhados sobre o apoio (236 e 237) excedem a sua capacidade resistente relativamente ao esforço de compressão, apresentando um rácio entre esforço atuante e esforço resistente de 122%.

4.5.3.2 Tramo B

- Banzo superior

O esforço crítico verificado para os banzos superiores é o de compressão, sendo que os elementos pertencentes aos módulos a meio vão não verificam a sua capacidade resistente. O esforço máximo verificado apresenta o valor de 3186,23 kN. Apenas os dois banzos, dos módulos junto a cada pilar (P1 e P2) não necessitam de intervenção.

- Banzo inferior

De forma inversa, comparativamente aos banzos inferiores, verifica-se que é nos módulos junto aos pilares P1 e P2 que os banzos inferiores não garantem a sua segurança ao esforço de compressão. Apenas os elementos pertencentes aos módulos de 15 a 18 garantem a sua capacidade resistente, sendo no elemento nº286 a meio vão, onde se verifica o menor esforço de compressão (1141,16 kN).

- Longarinas

Tal como no Tramo A as longarinas apresentam esforços axiais, esforços de corte e de flexão. Os maiores esforços de tração e compressão ocorrem nas longarinas próximas do pilar central com valor de 555,63 kN e 538,13 kN, respetivamente. No que diz respeito aos esforços de corte e flexão apresentam-se constantes em todas as longarinas e com o mesmo valor do que no Tramo A. Conclui-se que todos os elementos verificam a segurança para os esforços existentes.

- Carlingas

Os principais esforços que estes elementos estão sujeitos, dizem respeito a esforços de flexão e esforço transversal, verificando-se o valor máximo de 399,25 kN e 467,59 kN, respetivamente. O rácio entre esforço atuante e resistente para o esforço transversal na maioria dos elementos é de 73%. A instabilidade ocorre para o momento fletor segundo z, nos dois elementos junto ao pilar P1, ou seja, no presente Tramo, cerca de 80% das carlingas verificam que a sua capacidade resistente não é excedida.

- Montantes

Os montantes estão sujeitos essencialmente a esforços de tração e compressão. Tal como no Tramo A, verifica-se que o mais solicitado diz respeito ao montante sobre o pilar P3 (nº365). A capacidade resistente dos montantes não é excedida, verificando-se o rácio máximo entre esforço atuante e esforço resistente de 48% e 91% para esforços de tração e compressão, respetivamente.

- Bielas transversais a meia altura

As bielas transversais a meia altura verificam a segurança aos esforços de tração. O aumento dos esforços ocorre nas duas extremidades do vão, encontrando-se a biela mais esforçada sobre o pilar central (P3), com um rácio entre esforço atuante e esforço resistente de 34%.

- Bielas na base

Estes elementos encontram-se sujeitos unicamente a esforços axiais, sendo que o maior esforço de tração ocorre na biela nº 399 e o maior esforço de compressão na biela nº 393. Todos os elementos encontram-se folgados e verificam a segurança face aos esforços existentes.

- Diagonais

Tal como no Tramo A, as diagonais que compõem as vigas principais caracterizam-se por apresentarem esforços axiais elevados. Os esforços com maior relevância para cada diagonal, são apresentados na Figura 4.54 com um diagrama de solicitações axiais, em que os elementos a verde correspondem a esforços de tração e a vermelho a esforços de compressão.

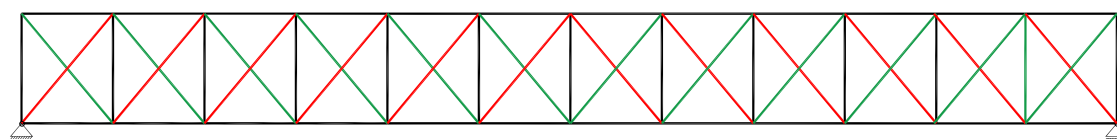


Figura 4.54 - Solicitações axiais nas diagonais que compõem as vigas principais do Tramo B

Os esforços de tração máximos verificam-se nas diagonais que se situam nos módulos 21 e 22, os referidos elementos (422, 424, 446 e 448) são os únicos que excedem a sua capacidade resistente relativamente ao esforço de tração. No que diz respeito aos esforços de compressão, as diagonais mais solicitadas localizam-se nas extremidades do vão (402, 425, 426 e 449), não verificando a sua capacidade resistente. Para este esforço as diagonais do módulo 11 ao 14 e do módulo 15 ao 22 verificam a segurança. Em suma 70,8% destes elementos necessitam de intervenção.

- Contraventamento longitudinal horizontal superior e inferior

Tal como no Tramo A, os contraventamentos longitudinais horizontais superiores apresentam os esforços de tração mais elevados nas extremidades do vão, contrariamente ao que se verifica para os contraventamentos longitudinais horizontais inferiores. No que se refere aos esforços de compressão nos contraventamentos inferiores ocorrem nas extremidades do vão, tendo-se verificado o valor máximo de -196,66 kN. Nenhum contraventamento excede a sua capacidade resistente relativamente aos esforços de tração, sendo que a situação mais gravosa ocorre nos elementos 480 e 481, tendo um rácio de 53%.

Tal como referido para o Tramo A, as compressões nestes elementos são garantidas pelo contraventamento emparelhado, ficando este submetido a um esforço de tração superior. Uma vez que o esforço de tração é verificando ainda haverá uma folga para o elemento resistir.

- Contraventamento transversal

Verifica-se que a envolvente de esforços provoca nos dois elementos em T emparelhados o mesmo valor de esforço de tração e compressão. Os dois elementos com maior esforço de tração (66,40 kN) e também de compressão (128,17 kN) localizam-se sobre o pilar central (P3). Os esforços axiais aumentam junto aos pilares (P2 e P3) e diminuem a meio vão. Tal como no Tramo A, apenas os elementos sobre o pilar P3 não verificam a sua capacidade resistente, sendo esta a situação crítica, com um rácio de 126%. Todos os restantes contraventamentos transversais verificam a sua capacidade resistente quer ao esforço de tração quer ao esforço compressão, verificando-se um rácio de 13% e 71%, respetivamente.

Capítulo 5

5. Solução de reforço e reabilitação da Ponte do Corge

5.1 Introdução

Qualquer intervenção de reforço necessita da avaliação prévia da capacidade resistente dos elementos estruturais existentes. Tendo em conta o nível de instabilidade dos diversos elementos é possível optar por uma solução de reforço estrutural. Para o presente caso de estudo a solução de reforço foi realizada através da associação de perfis metálicos aos elementos existentes, dependendo das características de cada secção transversal.

Posteriormente á fase de reforço da estrutura, será realizada uma nova análise estrutural, tendo em conta as mesmas ações consideradas para a estrutura existente. Realiza-se a verificação à fadiga e a verificação da resistência das ligações entre os elementos da estrutura. Por último avalia-se se os pilares existentes mantêm a sua estabilidade para a estrutura reforçada.

5.2 Proposta de reforço dos elementos estruturais

5.2.1 Reforço dos elementos estruturais

Após a verificação da segurança da estrutura existente conclui-se que vários elementos estruturais excedem a sua capacidade resistente, sendo necessário proceder ao seu reforço. O esforço axial de compressão comparativamente ao esforço axial de tração é mais limitativo, condicionando grande parte dos elementos devido ao fenómeno de encurvadura.

A materialização da área adicional de aço às secções originais é realizada através de cantoneiras, chapas e perfis HEB. A operação de reforço dos diversos elementos estruturais foi devidamente pensada para que não houvesse problemas de inadequações geométricas, procurando viabilizar a facilidade de execução da solução de reforço adotada e ainda optando sempre que possível reforçar e não substituir o elemento estrutural.

No que diz respeito ao material seria necessário definir ao nível da secção reforçada quais os materiais associados a cada uma das partes, original e de reforço, e proceder ao cálculo das características da secção homogeneizada. No caso de estudo optou-se por considerar toda a secção com o mesmo material do existente, logo os elementos reforçados terão uma capacidade resistente superior ao calculado.

- **Banzos superiores e inferiores**

Os banzos superiores caracterizam-se pela necessidade de reforço a meio vão dos tramos da estrutura, já os banzos inferiores é junto aos pilares que carecem de maior intervenção. A solução adotada foi semelhante entre os vários tipos de secções transversais. Para tal foram adicionadas duas cantoneiras, com dimensões de 90x90x10 à alma da secção, como representado na Figura 5.1. O processo de colocação dos novos perfis passa pela abertura de furos ao longo da alma dos elementos e posterior ligação das cantoneiras, sendo interrompidas no nó de ligação dos montantes.

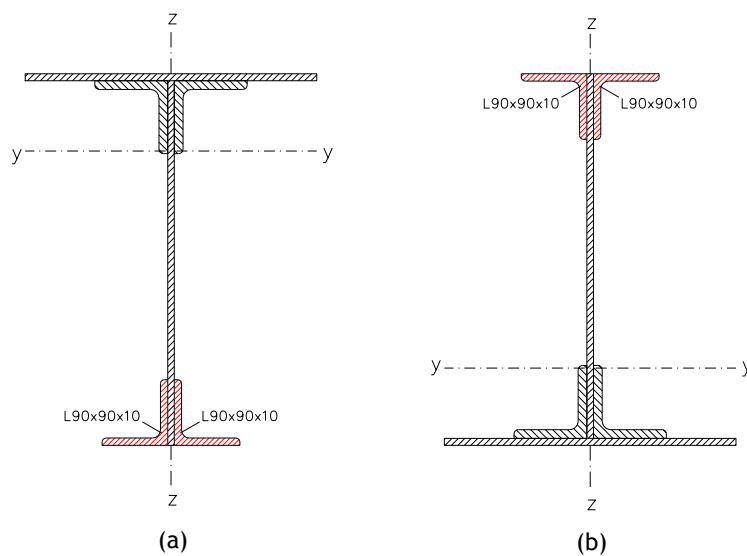


Figura 5.1 - Reforço dos banzos: (a) Banzo superior reforçado; (b) Banzo inferior reforçado

- **Carlinga**

As carlingas pertencentes aos tramos interiores (B e C), junto aos pilares P2 e P4 não verificam a segurança relativamente ao momento fletor atuante. O reforço destes elementos foi executado de forma a não ser necessário proceder à descravação de rebites. Desta forma foram aplicadas chapas de reforço nos banzos da carlinga. As referidas chapas apresentam as dimensões de 188x10 mm (Figura 5.2).

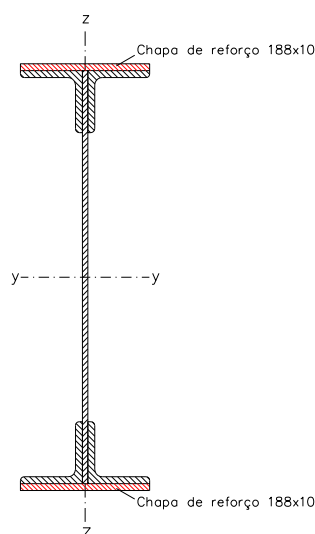


Figura 5.2 - Reforço da carlinga

- **Diagonais**

No conjunto de todos os elementos estruturais, as diagonais caracterizam-se pela maior taxa de intervenção. Este fator revela a importância que estes elementos possuem ao nível do equilíbrio dos esforços e encaminhamento das cargas ao longo das vigas principais. Numa fase inicial foi pensado para o seu reforço a aplicação de duas cantoneiras nas suas abas, no entanto os perfis laminados não ofereciam a capacidade resistente suficiente ao elemento. Refere-se que o rácio entre esforço atuante e esforço resistente da diagonal mais solicitada é de 6,79. O reforço pretende contrariar este elevado valor, tendo por objetivo aumentar a inércia segundo o eixo z da secção. Em termos gerais as diagonais reforçaram-se de forma semelhante (Figura 5.3).

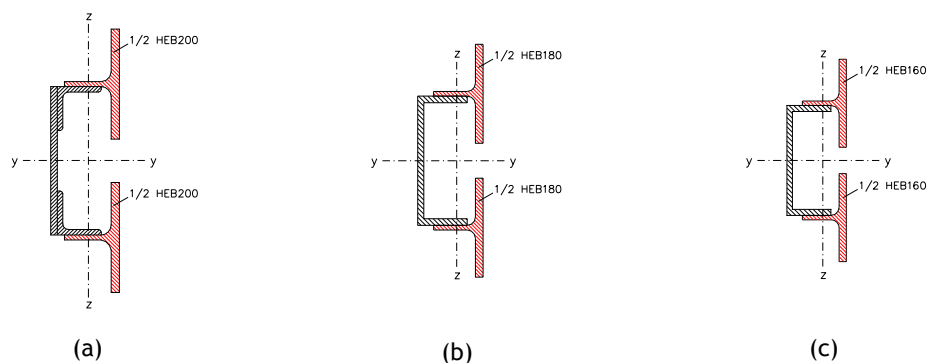


Figura 5.3 - Reforço das diagonais - (a) Reforço da secção U270x80; (b) Reforço da secção U235x80; (c) Reforço da secção U200x80

O reforço das secções foi realizado através da ligação de metade de um perfil HEB às abas da secção existente. Utilizou-se um HEB 200 para a diagonal mais resistente (Figura 5.3 (a)), um HEB 180 para a diagonal U235x80 (Figura 5.3 (b)) e um HEB 160 para a diagonal com menor resistência (Figura 5.3 (c)), situada a meio vão de cada tramo. Refere-se que a nova área de reforço destas secções aumenta em 40 % comparativamente à área da secção existente.

- **Contraventamento transversal**

Em termos gerais os elementos do contraventamento transversal apresentam níveis de segurança satisfatórios. Apenas os elementos situados sobre os pilares P2 e P4 necessitam de reforço, que decorre do facto de se gerar esforços elevados nas zonas de apoio. Estes elementos não oferecem condicionalismos do ponto de vista geométrico, assim a solução de reforço foi materializada por duas cantoneiras 80x80x10 (Figura 5.4).

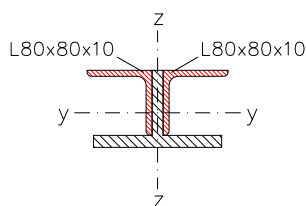


Figura 5.4 - Reforço da secção do contraventamento transversal

As novas propriedades geométricas das secções transversais reforçadas apresentam-se na Tabela 5.1, sendo possível serem consultadas no Desenho nº D/05.

Tabela 5.1 - Propriedades geométricas das secções transversais reforçadas

Elemento	Área [cm ²]	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	i _y [cm]	i _z [cm]	W _{pl,y} [cm ³]	W _{pl,z} [cm ³]
BAC R	162,69	65201,91	6562,19	400,8	40,3	2986,9	646,2
BArv R	210,69	78801,10	12962,19	374,0	61,5	3557,7	1126,1
BArs R	200,69	76355,46	11628,86	380,5	57,9	3456,0	1026,2
BArd R	238,69	84923,67	16695,53	355,8	69,9	3808,2	1406,3
BArt R	276,69	92026,20	21762,19	332,6	78,7	4091,7	1786,0
CARL R	154,12	101405,93	2226,03	658,0	14,4	3744,9	360,2
U270x80 R	141,00	23169,05	3363,55	164,3	23,9	544,3	1648,9
U235x90 R	110,06	14584,17	2227,93	132,5	20,2	451,3	1149,4
U200x80 R	89,65	8800,55	1461,44	98,2	16,3	243,1	809,7
CT R	37,56	307,39	352,21	8,2	9,4	99,0	86,6

Relativamente aos restantes elementos estruturais, como as longarinas, montantes, bielas transversais a meia altura, bielas na base e ainda os contraventamentos horizontais superiores e inferiores verificam a sua capacidade resistente para as solicitações regulamentadas, não necessitando de intervenção de reforço. Dada a robustez de alguns elementos como é o caso dos montantes sobre os apoios, o incremento de esforços na estrutura reforçada não afeta a sua estabilidade.

5.2.2 Classificação das secções reforçadas

O cálculo da capacidade resistente dos elementos estruturais deve ser realizado com secções de classe efetivas de classe 1. Tal como anteriormente realizado para as secções existentes, foi necessário proceder à mesma metodologia para as secções reforçadas. Verificou-se que todas as secções com intervenção verificam a classe 1, não sendo necessário reduzir a sua geometria.

5.2.3 Representação da Ponte do Corge após a intervenção de reforço

Os elementos estruturais que excediam a sua capacidade resistente foram substituídos no modelo de cálculo pelas secções reforçadas. Para o efeito foram adicionadas as novas secções à base de dados do programa estrutural, tal como realizado na fase inicial (ver secção 4.2.3). Para uma melhor perceção da localização dos elementos a intervencionar, apresenta-se de seguida uma representação da estrutura reforçada.

Através da Figura 5.5, em que a cor roxa representa um elemento reforçado e as restantes cores estão associadas aos elementos que verificaram a sua capacidade resistente, é possível observar qual a extensão e o alcance das intervenções propostas.

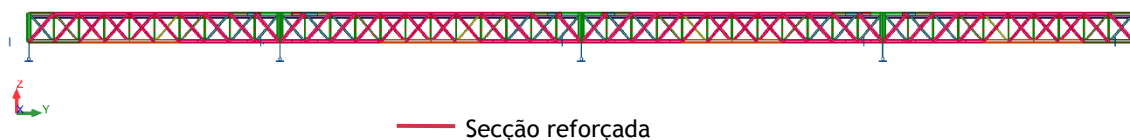


Figura 5.5 - Reforço dos elementos estruturais na estrutura metálica

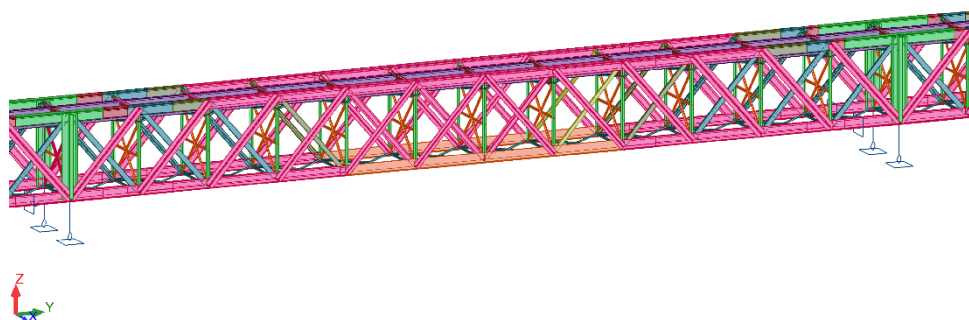


Figura 5.6 - Pormenor do reforço no tramo interno

No processo de modelação foi necessário novamente criar “*offsets*” para as novas secções, posicionando-as corretamente.

5.2.4 Análise do comportamento estrutural após a intervenção de reforço

5.2.4.1 Variações da massa e rigidez

A intervenção de reforço provocou necessariamente um aumento da massa na estrutura. O peso próprio da estrutura existente é de 217,87 ton, aumentando para 264,46 ton na estrutura reforçada, ou seja, a estrutura sofre um aumento de cerca de 21% do seu peso próprio, valor razoável tendo em conta a quantidade de elementos intervencionados.

A verificação da rigidez na estrutura foi avaliada através da comparação entre deslocamentos nodais, para a estrutura original e reforçada e mesmo caso de carga. Tendo em vista a verificação do aumento ou não de rigidez, optou-se pelo caso de carga do vento. A escolha desta ação justifica-se por apresentar solicitações em várias direções, oferecendo um maior número de resultados.

Em relação aos nós, optou-se por analisar os nós centrais do tramo de extremidade e tramo interno, ao nível dos banzos superiores e inferiores. O nó 7 e 57, diz respeito ao tramo de extremidade (Tramo A), sendo que o primeiro corresponde ao banzo superior e o segundo ao banzo inferior. Já os nós 162 e 242, situam-se no tramo interno (Tramo B) em que o 162 pertence ao banzo superior e o 242 ao banzo inferior. Na Tabela 5.2 apresentam-se os resultados da referida análise.

Tabela 5.2 - Variação dos deslocamentos, na direção transversal (U_y) e vertical (U_z), nos nós centrais de cada tramo para a ação do vento

Nó	Estrutura original	Estrutura reforçada	Diferença (%)	Estrutura original	Estrutura reforçada	Diferença (%)
	U_y (mm)	U_y (mm)		U_z (mm)	U_z (mm)	
7	-17,46	-16,47	5,67	-2,59	-2,35	9,27
57	-10,38	-10,12	2,50	-2,52	-2,29	9,13
162	-20,75	-19,42	6,41	-3,02	-2,68	11,26
242	-12,52	-12,15	2,96	-2,96	-2,63	11,15

Conclui-se de uma forma geral que houve uma redução dos deslocamentos na estrutura reforçada, sendo que esta diminuição permite afirmar que houve um aumento de rigidez após a intervenção de reforço. De uma forma quantitativa o menor aumento de rigidez verificou-se na direção transversal ao tabuleiro da ponte (U_y), comparativamente à direção vertical (U_z), onde houve um maior aumento.

5.2.4.2 Frequências naturais da estrutura reforçada

As propriedades como a massa e a rigidez da estrutura, influenciam diretamente o valor das frequências naturais da estrutura. Tendo por objetivo determinar a alteração das frequências, no âmbito do processo de reforço, modelou-se tal como na secção 4.5.1.2 os pilares na estrutura reforçada (Figura 5.7).

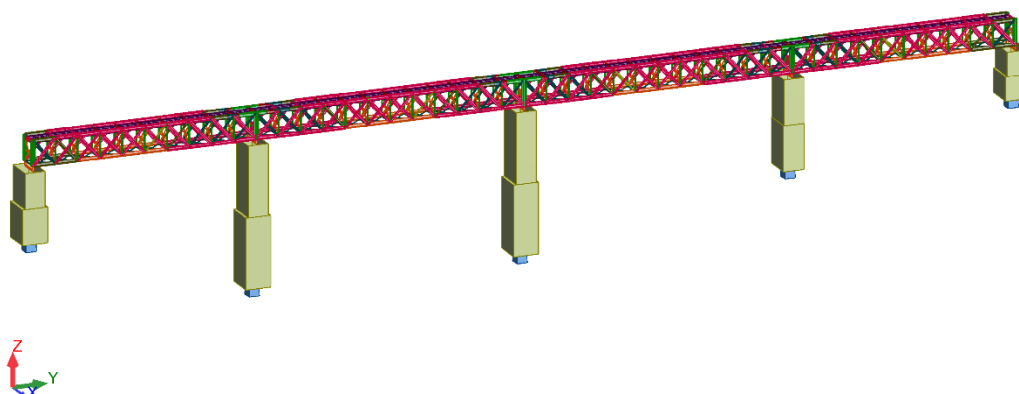


Figura 5.7 - Modelo de cálculo para avaliação das frequências naturais na estrutura reforçada

Analisando os cinco primeiros modos de vibração, é perceptível que as frequências não apresentam uma variação significativa, mantendo-se baixas quando comparadas com as frequências da estrutura original (Tabela 5.3).

Tabela 5.3 - Frequências dos modos de vibração da estrutura reforçada

Caso/Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Rel.mas UX (%)	Rel.mas UY (%)	Rel.mas UZ (%)	Cur.mas UX (%)	Cur.mas UY (%)	Cur.mas UZ (%)	Massa total UX (kg)	Massa total UY (kg)	Massa total UZ (kg)
181/ 1	2,12	0,47	0,04	0,00	0,00	0,04	0,00	0,00	4777785,50	4803498,30	4778590,86
181/ 2	2,16	0,46	3,41	0,00	0,00	3,37	0,00	0,00	4777785,50	4803498,30	4778590,86
181/ 3	2,22	0,45	3,41	10,75	0,00	0,00	10,75	0,00	4777785,50	4803498,30	4778590,86
181/ 4	2,50	0,40	4,52	10,75	0,00	1,11	0,00	0,00	4777785,50	4803498,30	4778590,86
181/ 5	2,51	0,40	5,52	10,75	0,00	1,01	0,00	0,00	4777785,50	4803498,30	4778590,86

É possível concluir, tal como para a estrutura original, que os esforços provocados pela combinação sísmica não serão condicionantes para a estrutura reforçada.

5.2.4.3 Verificação da segurança dos elementos estruturais

A intervenção de reforço na estrutura metálica conduz a alterações ao nível da distribuição de esforços. Tal facto, torna o processo de reforço iterativo, podendo por vezes as secções reforçadas numa fase inicial não verificarem a sua capacidade resistente. A metodologia utilizada no presente estudo teve em conta este aspeto, avaliando se o reforço preconizado inicialmente é colocado em questão, no presente estudo apenas se apresenta a solução final (secção 5.2.1).

A combinação de ações onde os esforços atuantes se demonstram mais condicionantes, para a solução de reforço, diz respeito às combinações fundamentais, sendo a sua aplicação realizada de forma idêntica à aplicação na estrutura original.

Posteriormente à análise de esforços conclui-se que os elementos no geral sofreram uma redistribuição de esforços, sendo os elementos da viga treliça os mais afetados, nomeadamente os banzos e as diagonais. Ainda que haja uma alteração de esforços quer nos banzos superiores quer nos inferiores, a robustez dos elementos reforçados permite que a sua capacidade resistente não seja excedida. No que diz respeito às diagonais, apresenta-se na Tabela 5.4 e Tabela 5.5 os esforços para a estrutura reforçada, bem como a verificação de segurança dos elementos.

Tabela 5.4 - Verificação da capacidade resistente das diagonais reforçadas - Tramo A

Elemento		Tramo A		Verificação - Tração			Verificação - Compressão		
		N_{Ed}^+ (kN)	N_{Ed}^- (kN)	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$N_{b,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$
U270x80 R	136	134,81	-1358,01	3243,00	0,04	Verifica	1736,37	0,78	Verifica
U270x80	137	927,77	-109,54	1440,26	0,64	Verifica	239,50	0,46	Verifica
U235x80 R	138	137,48	-909,86	2531,38	0,05	Verifica	1233,87	0,74	Verifica
U235x80	139	897,32	-168,72	1030,63	0,87	Verifica	234,20	0,72	Verifica
U200x80 R	140	143,4	-634,59	2061,95	0,07	Verifica	875,79	0,72	Verifica
U200x80 R	141	702,38	-211,24	2061,95	0,34	Verifica	875,79	0,24	Verifica
U200x80 R	142	188,47	-422,86	2061,95	0,09	Verifica	875,79	0,48	Verifica
U200x80 R	143	470,26	-233,63	2061,95	0,23	Verifica	875,79	0,27	Verifica
U200x80 R	144	352,16	-268,63	2061,95	0,17	Verifica	875,79	0,31	Verifica
U200x80 R	145	153,89	-345	2061,95	0,07	Verifica	875,79	0,39	Verifica
U200x80 R	146	550,86	-20,84	2061,95	0,27	Verifica	875,79	0,02	Verifica
U200x80 R	147	21,84	-694,23	2061,95	0,01	Verifica	875,79	0,79	Verifica
U235x80	148	858,23	-13,88	1030,63	0,83	Verifica	234,20	0,06	Verifica
U235x80 R	149	11,58	-939,28	2531,38	0,00	Verifica	1233,87	0,76	Verifica
U270x80	150	1202,82	-25,63	1440,26	0,84	Verifica	239,50	0,11	Verifica
U270x80 R	151	23,22	-1247,08	3243,00	0,01	Verifica	1736,37	0,72	Verifica
U270x80	152	1357,23	-30,54	1440,26	0,94	Verifica	239,50	0,13	Verifica
U270x80 R	153	33,27	-1385,3	3243,00	0,01	Verifica	1736,37	0,80	Verifica
U270x80	154	1131,76	-11,16	1440,26	0,79	Verifica	239,50	0,05	Verifica
U270x80 R	155	50,21	-1879,83	3243,00	0,02	Verifica	1736,37	1,08	Não Verifica

Tabela 5.5 - Verificação da capacidade resistente das diagonais reforçadas - Tramo B

Elemento		Tramo B		Verificação - Tração			Verificação - Compressão		
		N_{Ed}^+ (kN)	N_{Ed}^- (kN)	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$N_{b,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$
U270x80 R	402	100,55	-1874,25	3243,00	0,03	Verifica	1736,37	1,08	Não Verifica
U270x80	403	1152,92	-31,06	1440,26	0,80	Verifica	239,50	0,13	Verifica
U270x80 R	404	117,69	-1388,33	3243,00	0,04	Verifica	1736,37	0,80	Verifica
U270x80	405	1343,59	-60,54	1440,26	0,93	Verifica	239,50	0,25	Verifica
U270x80 R	406	150,72	-1262,32	3243,00	0,05	Verifica	1736,37	0,73	Verifica
U270x80	407	1213,5	-96,14	1440,26	0,84	Verifica	239,50	0,40	Verifica
U235x80 R	408	161,44	-999,12	2531,38	0,06	Verifica	1233,87	0,81	Verifica
U235x80	409	881,02	-117,53	1030,63	0,85	Verifica	234,20	0,50	Verifica
U200x80 R	410	165,14	-684,23	2061,95	0,08	Verifica	875,79	0,78	Verifica
U200x80 R	411	710,29	-161,66	2061,95	0,34	Verifica	875,79	0,18	Verifica
U200x80 R	412	201,99	-420,84	2061,95	0,10	Verifica	875,79	0,48	Verifica
U200x80 R	413	417,66	-184,82	2061,95	0,20	Verifica	875,79	0,21	Verifica
U200x80 R	414	440,99	-223,48	2061,95	0,21	Verifica	875,79	0,26	Verifica
U200x80 R	415	130,86	-398,03	2061,95	0,06	Verifica	875,79	0,45	Verifica
U200x80 R	416	631,42	-115,68	814,20	0,78	Verifica	152,86	0,76	Verifica
U200x80 R	417	108,64	-736,04	2061,95	0,05	Verifica	875,79	0,84	Verifica
U235x80	418	914,68	-97,39	1030,63	0,89	Verifica	234,20	0,42	Verifica
U235x80 R	419	78,34	-942,74	2531,38	0,03	Verifica	1233,87	0,76	Verifica
U270x80	420	1256,98	-82,98	1440,26	0,87	Verifica	239,50	0,35	Verifica
U270x80 R	421	62,74	-1224,69	3243,00	0,02	Verifica	1736,37	0,71	Verifica
U270x80	422	1389,48	-46,11	1440,26	0,96	Verifica	239,50	0,19	Verifica
U270x80 R	423	40,85	-1344,8	3243,00	0,01	Verifica	1736,37	0,77	Verifica
U270x80	424	1186,17	-13,61	1440,26	0,82	Verifica	239,50	0,06	Verifica
U270x80 R	425	58,33	-1852	3243,00	0,02	Verifica	1736,37	1,07	Não Verifica

Relativamente à redistribuição de esforços, verifica-se um maior aumento nos esforços de compressão comparativamente com os esforços de tração. Quantitativamente, verifica-se para o esforço de compressão o maior aumento na diagonal 402, com uma diferença de 260,30 kN.

Posteriormente à intervenção de reforço as diagonais 155, 402 e 425 não verificam ainda a sua capacidade resistente, no entanto o rácio entre esforço atuante e esforço resistente não é elevado, sendo de 1,08 e 1,07. Uma vez que a tensão de cedência para as secções reforçadas foi considerada igual à tensão de cedência do material existente, a não verificação destes elementos não apresenta problemas para a segurança da estrutura, sendo que a secção na realidade apresenta maior resistência do que o valor calculado.

Outros elementos que verificaram um ligeiro aumento dos seus esforços referem-se aos montantes, existindo casos em que o aumento de esforços de compressão é de 90 kN. Apesar deste aumento não se verificou a necessidade de intervenção, uma vez que na estrutura original apresenta-se com uma certa folga.

Os esforços nas longarinas e carlingas mantêm-se praticamente iguais aos da estrutura original, verificando-se o aumento máximo de 8,20 kN em relação ao momento fletor da carlinga mais esforçada.

Em relação aos contraventamentos e bielas não existe uma variação acentuada nos esforços de tração e compressão. O reforço realizado nos contraventamentos transversais (nº 236, 237, 520 e 521) verificam a sua segurança, ainda que o esforço de compressão tenha aumento em cerca de 20 kN. Tal como na estrutura original o grupo de contraventamentos e bielas verificam a sua segurança.

Salienta-se que todos os elementos estruturais resistem aos esforços a que estão sujeitos, sendo as diagonais os elementos com maior risco de exceder a sua capacidade resistente.

5.3 Verificação dos estados limite de fadiga

O estudo da fadiga na estrutura reforçada, foi realizada de acordo com a EN 1991-2, EN 1993-2 e a NP EN1993-1-9, utilizando o método simplificado de análise à fadiga.

O fenómeno de fadiga advém da atuação de cargas com tensões inferiores à tensão de rotura do material de forma repetitiva ao longo do período de vida útil da estrutura. Com o avançar do tempo as tensões atuantes podem provocar em certos elementos ou ligações o aparecimento e propagação de fendas.

5.3.1 Definição do modelo de carga

Para a avaliação dos efeitos da fadiga na estrutura é necessário adotar um novo modelo de carga característico. Para o caso de estudo optou-se pelo modelo 5 da EN 1991-2 (Figura 5.8), correspondendo ao tráfego pesado. O referido modelo admite a passagem de 6 comboios por dia, com uma massa de 2160 ton e velocidade característica de 80 km/h.

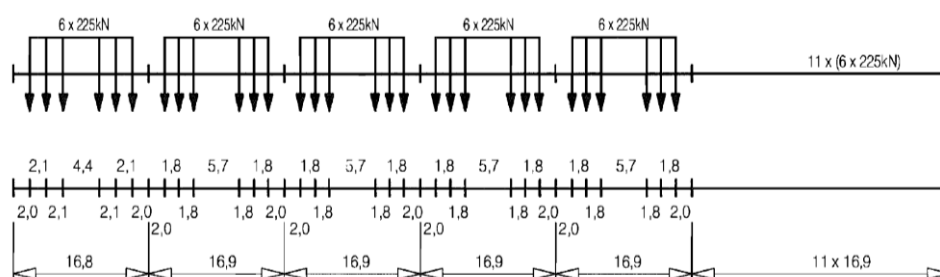


Figura 5.8 - Modelo de carga adotado para a verificação ao estado limite de fadiga (adaptado de [45])

A carga distribui-se ao longo de 270,30 m, logo o valor de carga distribuída corresponde a 80 kN/m. A avaliação da fadiga deve ser realizada tendo em conta a passagem do modelo apresentado como carga rolante. A modelação desta ação foi realizada de forma simplificada, evitando criar diversos nós no tabuleiro da ponte, para tal utilizou-se a sobrecarga ferroviária alterando o seu valor de carga para 80 kN/m.

5.3.2 Verificação em relação à fadiga

Na verificação da fadiga é necessário determinar os diversos parâmetros que intervêm na expressão (2.60) e verificar se o seu resultado é inferior ao valor unitário.

- Coeficiente parcial para o intervalo de tensões de amplitude constante equivalente

Segundo a NP EN 1993-2 recomenda-se o valor unitário para o intervalo de tensões de amplitude equivalente.

- Coeficiente parcial para a resistência à fadiga

O valor deste coeficiente depende da abordagem feita ao problema. No caso de estudo o método aplicado corresponde ao tempo de vida garantido, com consequências de rotura importantes. De acordo com a Tabela 2.14 o valor para este coeficiente é de 1,35.

- Intervalo de tensões de amplitude constante equivalente, relativo a 2 milhões de ciclos

O intervalo de tensões de amplitude constante equivalente é dado pela expressão (2.62), onde intervém o fator de impacto equivalente, fator de dano equivalente e a máxima amplitude de tensão causada pelo veículo tipo. O primeiro fator apresenta o valor unitário para pontes ferroviárias. O segundo para pontes com vão(s) máximo(s) até 100 m deve ser determinado de acordo com a equação (2.63), sendo que nesta intervêm vários fatores. A determinação dos mesmos encontra-se resumida na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Valores adotados para a determinação do fator de dano equivalente

Fatores	Valor
λ_1	0,632
λ_2	0,72
λ_3	0,87
λ_4	1,0

Após a definição dos respetivos fatores é possível determinar o fator de dano equivalente, λ :

$$\lambda = 0,632 \times 0,72 \times 0,87 \times 1,0 = 0,40$$

A máxima amplitude de tensão causada pelo veículo tipo é determinada através da solicitação do modelo de carga na estrutura, sendo dada pela seguinte expressão.

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{max} - \sigma_{min}|$$

A tensão normal mínima é obtida quando a estrutura está apenas sujeita a ação do seu peso próprio, enquanto que a tensão normal máxima é retirada aquando a ação do modelo de carga de fadiga na estrutura. O carregamento segue a combinação de cargas frequente. Desta forma,

analisou-se a tensão mínima e máxima verificada na estrutura reforçada, sendo o valor determinado para $\Delta\sigma_p$ igual a 137,78. Os valores de tensão são críticos no grupo de longarinas e carlingas.

O cálculo do intervalo de tensões de amplitude constante equivalente é realizado da seguinte forma:

$$\Delta\sigma_{E,2} = 0,40 \times 1,0 \times 137,78 = 55,11 \text{ MPa}$$

- Valor de referência da resistência à fadiga a $N_c = 2$ milhões de ciclos.

O valor de referência da resistência à fadiga para $N_c = 2$ milhões de ciclos corresponde à categoria de pormenor, ou seja, a amplitude de tensão que o elemento resiste quando lhe são aplicados 2 milhões de ciclos. De acordo com a NP EN 1993-1-9 deve-se escolher a categoria de pormenor que melhor se adequa ao caso de estudo. A referida norma não apresenta categorias de pormenor para ligações rebitadas, pelo que se admitiu que todas as ligações são de simples sobreposição de parafusos injetados não pré-esforçados, ou seja, foi adotado o pormenor construtivo 12. Logo o valor de referência da resistência à fadiga é de 80 MPa.

A verificação da resistência à fadiga de acordo com a NP EN 1993-1-9, para o pormenor de ligação mais solicitado determina-se da seguinte forma:

$$\frac{1,0 \times 55,11}{80/1,35} = 0,93 \leq 1,0 \quad (5.1)$$

Posteriormente à análise à fadiga é possível concluir que a estrutura reforçada verifica o estado limite de fadiga.

5.4 Verificação da resistência das ligações

Posteriormente à obtenção dos esforços nos elementos que constituem a estrutura é agora possível verificar a resistência das ligações existentes. A transferência de esforços entre elementos é realizada através da sua ligação. Esta deve garantir a correta passagem do esforço entre elementos sem comprometer a estabilidade da estrutura.

As ligações entre elementos metálicos classificam-se em vários tipos, podendo ser soldadas, aparafusadas ou rebitadas. Tal como visto anteriormente, para o presente caso de estudo utilizaram-se ligações rebitadas. Dada a quantidade de ligações existentes, optou-se pela verificação das ligações de maior relevância para a estrutura metálica.

Os rebites existentes apresentam a cabeça esférica, com diâmetro de 19 mm. Adotou-se uma tensão de cedência (f_y) para o aço destes elementos de 235 MPa. Segundo a NP EN 1993-1-8,

para rebites com a referida tensão de cedência, considera-se o valor da resistência última à tração, f_{ur} igual a 400 MPa.

5.4.1 Ligação Diagonal - Banzo

As ligações das diagonais aos banzos caracterizam-se pela sua semelhança, diferindo apenas no número de rebites consoante a respetiva diagonal. No total existem cinco ligações possíveis, sendo que nos elementos U270x80 existem três tipos de ligações, e um tipo de ligação para cada diagonal U235x80 e U200x80. As diagonais apenas apresentam esforços axiais, deste modo será necessário verificar a resistência ao corte e ao esmagamento.

De acordo com a NP EN 1993-1-8, a resistência ao corte por plano de corte de um rebite determina-se de acordo com a expressão (5.1).

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ur} \times A_0}{\gamma_{M2}} \quad (5.2)$$

em que:

f_{ur} - Valor especificado da resistência última à tração do rebite;

A_0 - Área do furo para o rebite;

γ_{M2} - Coeficiente parcial de segurança, definido pela NP EN 1993-1-1.

Para um rebite de 19 mm, admitiu-se um diâmetro para o furo de 20,5 mm (ver secção 3.5.5), logo: $A_0 = \pi \times 10,25^2 = 330,10 \text{ mm}^2$. A resistência ao corte de um rebite calcula-se da seguinte forma:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 400 \times 10^3 \times 330,10 \times 10^{-6}}{1,25} = 63,4 \text{ kN}$$

As ligações das diagonais anteriormente referidas são expostas na Figura 5.9, sendo classificadas de A a E. A ligação A, B e C refere-se à mesma diagonal (U270x80), variando apenas no número de rebites, já a ligação D refere-se ao elemento U235x80 e a ligação E ao U200x80.

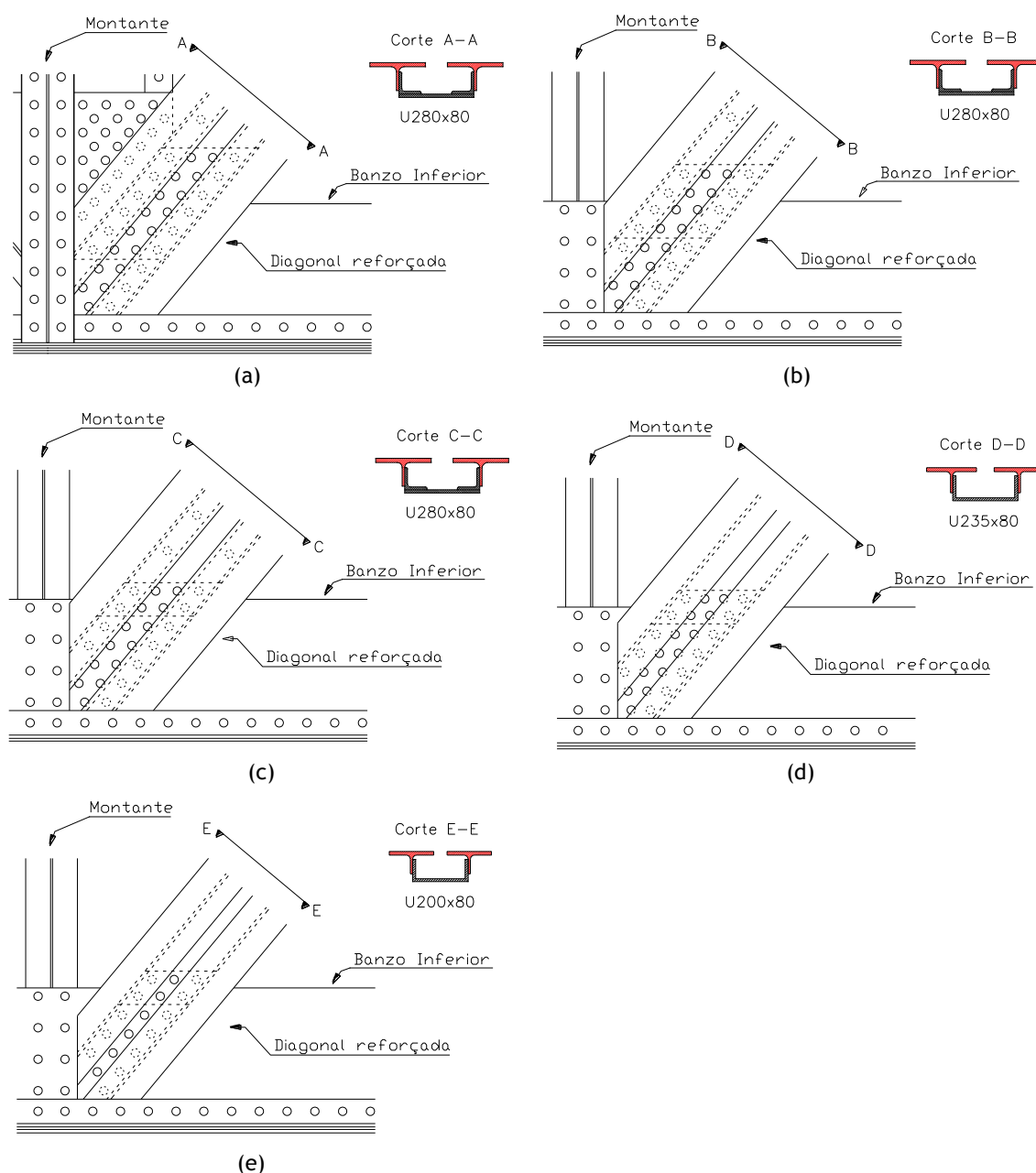


Figura 5.9 - Ligação: Diagonal - Banzo: (a) Ligação A; (b) Ligação B; (c) Ligação C; (d) Ligação D; (e) Ligação E

A verificação da resistência ao corte é realizada para os cinco tipos de ligações, com o respetivo esforço máximo atuante nestes elementos, tal como se apresenta na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Verificação da resistência ao corte para a ligação das diagonais aos banzos

Elemento	Ligação	N_{Ed} (kN)	Nº de rebites existentes	Verificação da resistência ao corte
U270x80	A	1879,83	32	Verifica
U270x80	B	1388,33	28	Verifica
U270x80	C	1262,32	24	Verifica
U235x80	D	999,12	25	Verifica
U200x80	E	710,29	18	Verifica

Todas as ligações verificam a resistência ao corte, sendo possível concluir que o número de rebites existente é suficiente para garantir o novo esforço axial atuante.

Segundo a NP EN 1993-1-8, a resistência ao esmagamento por rebite determina-se através da expressão (5.3)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} \quad (5.3)$$

em que:

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \text{ e } 2,5 \right\};$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\};$$

f_u - Tensão de rotura da chapa;

d - Diâmetro do rebite;

t - Espessura da chapa.

Os requisitos geométricos para as chapas de ligação definidos pela NP EN 1993-1-8, apresentam-se na Figura 5.10.

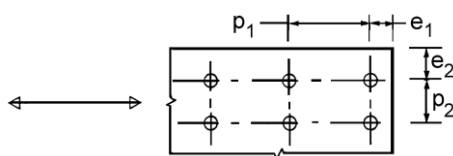


Figura 5.10 - Símbolos para as distâncias entre os eixos dos furos de peças de ligação

Para a ligação das diagonais aos banzos, apresenta-se como exemplo uma das ligações onde se indica as distâncias entre os eixos dos furos (Figura 5.11).

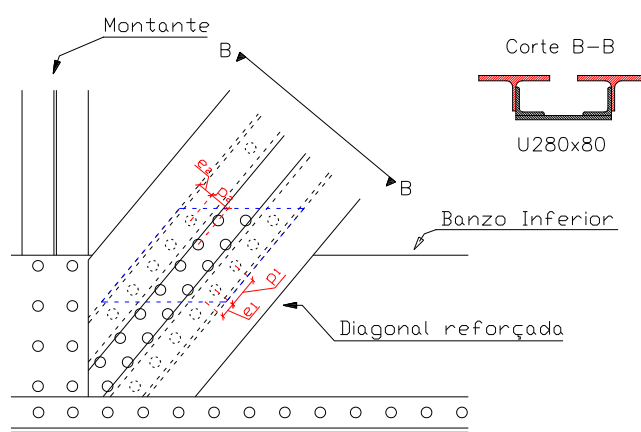


Figura 5.11 - Distâncias consideradas no cálculo da resistência ao esmagamento

Sendo $e_1 = 44 \text{ mm}$, $p_1 = 88,5 \text{ mm}$, $e_2 = 46 \text{ mm}$ e $p_2 = 60 \text{ mm}$, é possível determinar k_1 e α_b , tendo o valor de 2,4 e 0,72 respetivamente. Logo a resistência ao esmagamento é determinada da seguinte forma:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,49 \times 300 \times 10^3 \times 19 \times 10^{-3} \times 9 \times 10^{-3}}{1,25} = 70,91 \text{ kN}$$

Conclui-se que as ligações verificam a resistência ao esmagamento, uma vez que $F_{b,Rd} > F_{v,Rd}$.

5.4.2 Ligação Montante - Banzo

Os esforços entre os banzos e os montantes são garantidos através de uma ligação constituída por 10 rebites (Figura 5.12).

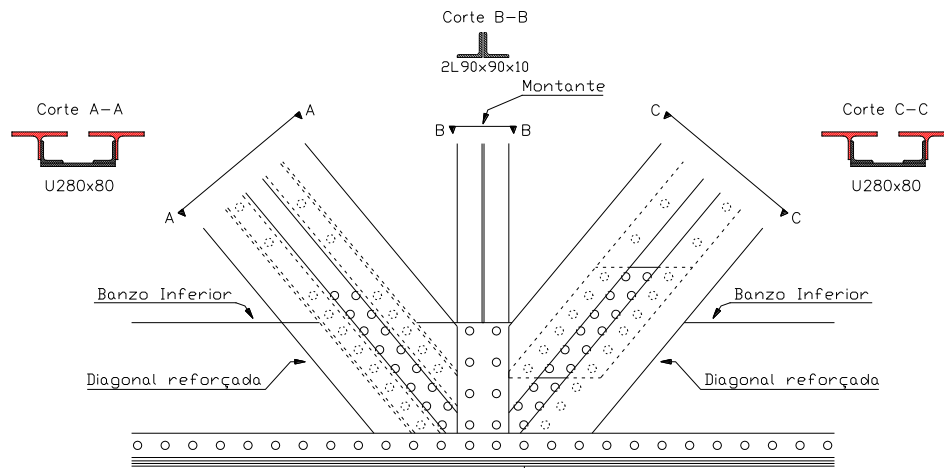


Figura 5.12 - Ligação entre montante e banzo inferior

Tal como calculado anteriormente, a resistência ao corte por plano de corte de um rebite é de 63,4 kN. Verifica-se que o esforço máximo neste género de ligações é de 395,6 kN logo a resistência ao corte é garantida.

Na resistência ao esmagamento, as distâncias entre os eixos dos furos é a seguinte: $e_1 = 30 \text{ mm}$, $p_1 = 113,3 \text{ mm}$, $e_2 = 45 \text{ mm}$, logo:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,4 \times 0,72 \times 300 \times 10^3 \times 19 \times 10^{-3} \times 9 \times 10^{-3}}{1,25} = 50,27 \text{ kN}$$

Para a referida ligação o valor da resistência ao esmagamento é inferior ao valor da resistência ao corte, no entanto a verificação ao esmagamento para o reforço anteriormente referido é garantida.

5.4.3 Ligação Longarina - Carlinga

O esforço existente nas longarinas é transferido às carlingas através de duas cantoneiras, que por sua vez as carlingas transferem aos montantes da viga principal. Para esta ligação necessita-se de verificar a resistência ao corte dos rebites e a resistência ao esmagamento. Na ligação em questão o esforço com maior relevância diz respeito ao esforço transversal.

Tal como visto anteriormente o valor da resistência ao corte por rebite é de 63,4 kN. Para a referida ligação contabilizam-se no total 8 rebites (Figura 5.13), logo a resistência ao corte da ligação apresenta o valor de 507,2 kN.

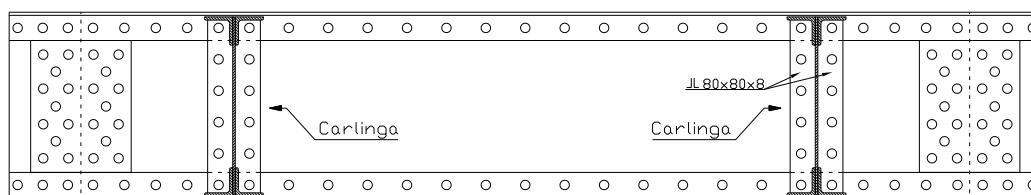


Figura 5.13 - Carlingas ligadas através de cantoneiras à longarina

O esforço transversal máximo atuante nestes elementos é de 231,56 kN. Conclui-se que a ligação verifica a resistência ao corte.

No que diz respeito à verificação ao esmagamento adotaram-se as distâncias entre os eixos dos furos representados na Figura 5.14.

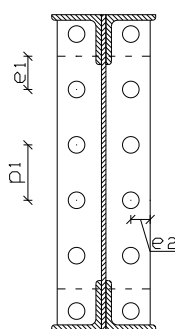


Figura 5.14 - Distâncias entre eixos dos furos

As cantoneiras de fixação apresentam uma espessura de 8 mm, sendo as distâncias entre eixos dos furos de $e_1 = 60 \text{ mm}$, $p_1 = 100 \text{ mm}$, $e_2 = 35 \text{ mm}$.

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,60 \times 300 \times 10^3 \times 19 \times 10^3 \times 8 \times 10^3}{1,25} = 54,72 \text{ kN}$$

Tendo como o esforço máximo atuante de 231,56 kN, verifica-se a segurança das ligações entre longarinas e carlingas.

5.5 Verificação da estabilidade dos pilares

Para o caso de estudo a EN 1991-2 considera necessário definir uma força longitudinal horizontal, de modo a simular as forças de arranque e frenagem exercidas pelo comboio no tabuleiro da ponte. No caso de estudo o modelo de sobrecarga assumido contabiliza uma força horizontal de 35 kN/m, correspondendo esta à força de frenagem. A ação é aplicada ao longo da extensão do modelo SW/2, tal como visto na secção 4.3.2.1.

A força horizontal é absorvida unicamente pelos dois apoios fixos que se encontram sobre o pilar P2, desta forma este pilar referencia-se como crítico, sendo necessário verificar a sua estabilidade.

Consultando os valores das reações de apoio para a combinação mais desfavorável no referido pilar, obteve-se a força vertical de 9710,7 kN, já a carga transversal ao pilar toma o valor de 2623,2 kN. Admitindo ainda um peso volúmico de 20 kN/m³ para o material que é constituído o pilar, obtém-se o valor do peso próprio de 11060 kN. A Figura 5.15 resume as forças existentes no pilar em análise.

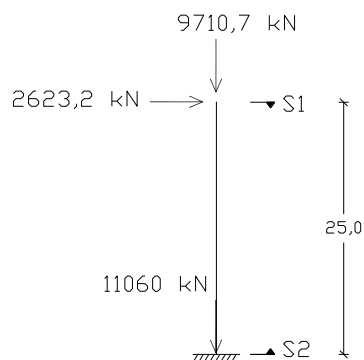


Figura 5.15 - Modelo de cálculo relativo ao pilar P2

A altura do elemento de 25,0 m associada à força horizontal, provoca um momento fletor na base do pilar (S2) (Figura 5.16).

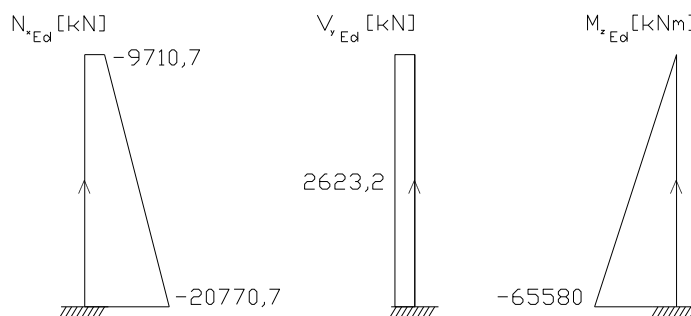


Figura 5.16 - Esforços no pilar P2 devido à ação de frenagem

5.5.1 Verificação das tensões admissíveis

5.5.1.1 Tensão na base dos aparelhos de apoio

Para os aparelhos de apoio, assentes diretamente na cabeça do pilar é necessário verificar se a força concentrada que recebem causa o esmagamento da alvenaria de pedra. Para o efeito calcula-se a tensão na base do aparelho de apoio, através da expressão (5.4).

$$\sigma_x = \frac{N}{A} \quad (5.4)$$

$$\sigma_x = -\frac{4855,3}{1,10 \times 1,10} = -4,0 \text{ MPa} \quad \text{Verifica}$$

A carga referida, diz respeito à força concentrada apenas num aparelho de apoio. Adotando-se a tensão máxima de compressão para a alvenaria de pedra de 10 MPa verifica-se que não ocorre esmagamento.

5.5.1.2 Tensão na cabeça do pilar

A força concentrada nos aparelhos de apoio apenas a uma certa profundidade da cabeça do pilar causa um efeito uniformemente distribuído. Tendo o topo do pilar 2,5 m de largura, adotou-se a mesma distância para a profundidade anteriormente referida. A tensão existente nessa zona calcula-se pela seguinte expressão:

$$\sigma_x = \frac{N}{A} + \frac{M_z}{I_z} y \quad (5.5)$$

$$\sigma_x = -\frac{9710,7}{2,5 \times 5,3} - \frac{6558}{6,9} \times 1,25 = -1,92 \text{ MPa} \quad \text{Verifica}$$

$$\sigma_x = -\frac{9710,7}{2,5 \times 5,3} + \frac{6558}{6,9} \times 1,25 = +0,46 \text{ MPa} \quad \text{Não verifica}$$

A alvenaria de pedra apenas resiste a esforços de compressão, sendo que os esforços de tração podem originar fissuras e no limite a rotura do material. Através do resultado verifica-se a existência de esforços de tração abaixo de 2,5 m, logo esta zona caracteriza-se por problemática.

5.5.1.3 Tensão na base do pilar

A base do pilar caracteriza-se por elevados esforços, quer de compressão, quer de flexão. As tensões existentes nesta zona calculam-se de acordo com a expressão (5.5).

$$\sigma_x = -\frac{20770,7}{7,25 \times 4,25} - \frac{65580}{46,4} \times 2,13 = -3,68 \text{ MPa} \quad \text{Verifica}$$

$$\sigma_x = -\frac{20770,7}{7,25 \times 4,25} + \frac{65580}{46,4} \times 2,13 = +2,34 \text{ MPa} \quad \text{Não verifica}$$

Verifica-se um elevado esforço de tração (+2,34 MPa), para o qual o pilar de alvenaria não consegue suportar. Desta forma, é apresentado na secção 5.5.3 uma solução, tendo como objetivo a verificação da estabilidade do pilar.

5.5.2 Verificação dos esforços de tração internos

Dada a existência de esforços internos de tração junto à cabeça do pilar foi necessário adotar uma solução de reforço. A solução passa por adotar um conjunto de varões para a referida zona. O cálculo da tração realiza-se conforme a equação (5.6).

$$T = \frac{P_{sd}}{4} \left(1 - \frac{a}{b} \right) \quad (5.6)$$

Sendo que a e b se representam na Figura 5.17, tendo o valor de 0,70 m e 2,50 m, respetivamente.

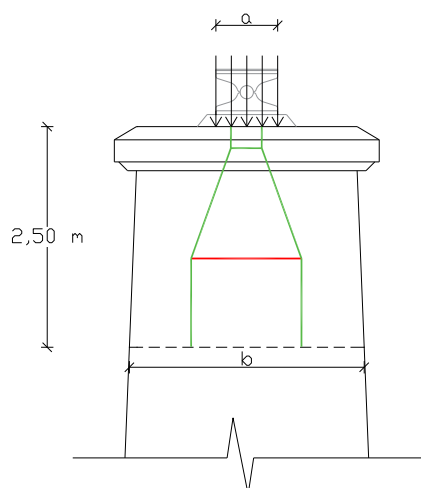


Figura 5.17 - Modelo de escoras e tirantes para determinação da armadura do tirante

$$T = \frac{4855,3}{4} \left(1 - \frac{0,70}{2,50} \right) = 874 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{650}{f_{syd}} = \frac{874}{300} = 29,1 \text{ cm}^2$$

Adotaram-se 4 varões de 32 mm (4Ø32), o que corresponde a uma área de 32,17 cm² para cada apoio. Para a intervenção de reforço desta zona, devem-se colocar os varões 0,50 m acima e abaixo dos 2,50 m de profundidade, tal como ilustrado na Figura 5.18.

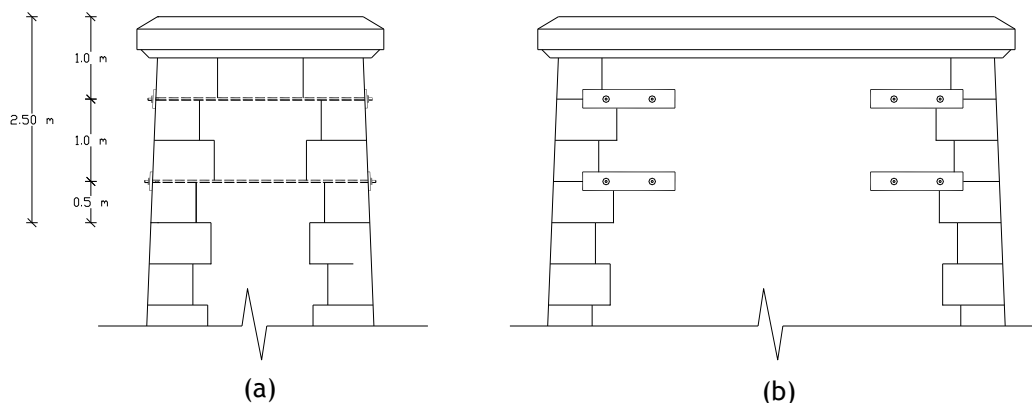


Figura 5.18 - Reforço junto à cabeça do pilar: (a) Reforço visto em alçado lateral; (b) Reforço visto em alçado frontal (Ver Desenho nº E/01)

O reforço junto à cabeça dos pilares deve realizar-se para os cinco pilares (P1, P2, P3, P4 e P5), garantindo que as cargas verticais elevadas não causem instabilidade.

5.5.3 Proposta de solução para estabilização do pilar

Tendo em conta a não verificação da segurança do pilar P2, existem várias hipóteses para solucionar esta situação. Uma das hipóteses seria aumentar a sua área útil (Figura 5.19 (a)), contudo esta solução revela-se volumosa. O reforço do pilar podia passar também pela construção de contrafortes ao longo da sua parede, estabelecendo uma ligação continua entre elementos (Figura 5.19 (b)).

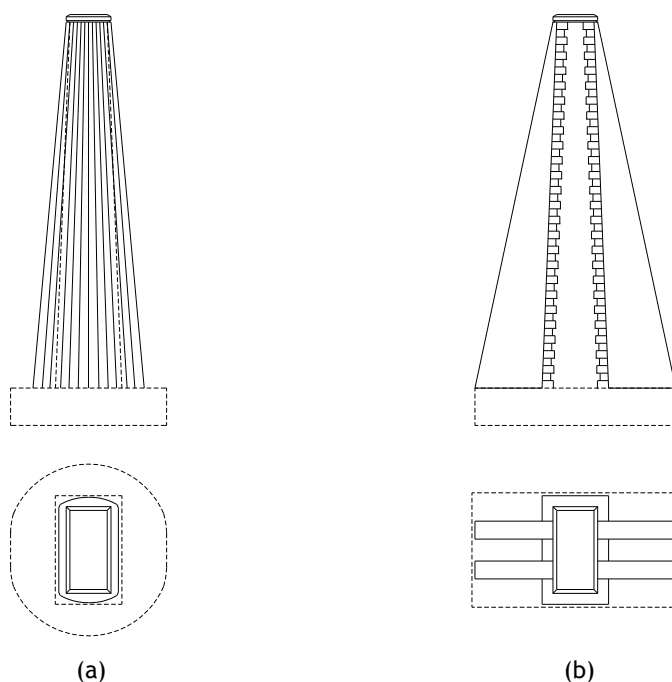


Figura 5.19 - Hipóteses de reforço do pilar P2: (a) Aumento da área útil do pilar; (b) Construção de contrafortes

A solução adotada consiste em alterar a localização dos apoios fixos, transferindo-os para o pilar P1. O objetivo será ligar os apoios fixos, que sustentam a estrutura metálica, através de um perfil metálico que por sua vez está ancorado através de varões de aço. A finalidade do perfil metálico será receber o esforço horizontal, que é descarregado no apoio fixo. A referida solução é ilustrada no Desenho nº E/02.

Para garantir a ligação entre os apoios fixos e a viga metálica, esta foi colocada entre o apoio e a estrutura metálica, ligada a ambos os elementos através de parafusos. O perfil adotado apresenta uma secção HEB 200, sendo os esforços que principalmente será solicitada de natureza axial. Dado o seu comprimento, revela-se necessário adotar uma estrutura metálica constituída por montantes (IPE 100) e diagonais (UPN 100), fixa à zona inferior do pontão, que sustentam e restringem o comprimento de encurvadura da viga metálica.

Admitindo um aço S355 o valor de cálculo da resistência plástica da secção apresenta o valor de 2772,55 kN. No que se refere ao esforço de compressão o comprimento de encurvadura será de 3,90 m, logo o valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento é de 1830,16 kN. Uma vez que existirão duas vigas metálicas em cada apoio, os valores referidos duplicam, ou seja, para as duas vigas metálicas o $N_{pl,Rd}$ será de 5545,10 kN e o $N_{b,Rd}$ de 3660,32 kN. Conclui-se que a solução adotada resiste à ação horizontal de 2623,2 kN.

Refere-se ainda que a viga HEB 200 encontra-se ligada a outro perfil HEB 200 que por sua vez está fixo à parede do encontro E1 através de ancoragens. As referidas ancoragens são realizadas através de quatro varões de aço pré-esforçado de 36 mm para cada viga HEB. O seu comprimento é de 7,0 m, sendo que os últimos 4,0 m devem estar devidamente ancorados.

5.6 Propostas gerais de reabilitação

Desde o encerramento da obra de arte em estudo até aos dias de hoje não houve qualquer tipo de intervenção de reabilitação. Este facto tem vindo a agravar o estado de conservação da estrutura, tal como se verificou anteriormente na secção 3.6.2.

Uma das principais anomalias detetadas refere-se ao descasque do revestimento e sinas de corrosão na estrutura metálica. Desta forma revela-se necessário numa primeira fase a eliminação da corrosão das superfícies através de uma decapagem e numa segunda fase a pintura de todos os elementos metálicos.

Ao longo da estrutura identificaram-se em zonas pontuais bolsas de ferrugem entre chapas. A solução passa pela remoção dessa ferrugem, raspando as chapas e descravando alguns rebites, se tal for útil para a eficácia da ação de limpeza.

No que diz respeito às ligações rebitadas, identificaram-se alguns pontos onde existe a falta de rebites. Nestes casos deve-se proceder à sua colocação e adicionalmente verificar se os rebites em redor estão em boas condições.

Verificou-se que a integridade dos elementos estruturais em termos gerais está garantida, havendo apenas em zonas localizadas chapas com ligeiros empenamentos e algumas chapas de ligação com pequenas fissuras. Deve-se substituir as referidas chapas, contudo em casos extremos o elemento estrutural poderá ser integralmente substituído. Em estruturas constituídas por elementos treliçados é possível retirar um elemento sem colocar em causa a estabilidade da estrutura, desde que se coloque um dispositivo provisório capaz de equilibrar os esforços instalados no elemento a substituir.

Não sendo possível visitar todos os aparelhos de apoio existentes, revela-se necessário verificar o seu estado atual. Visto que estes elementos carecem de manutenção, deve-se proceder à sua limpeza e lubrificação, tendo por objetivo impedir que ocorra atrito na rótula de ambos os

aparelhos e na superfície de rolos dos aparelhos de apoio móveis. Posteriormente a estas tarefas recomenda-se a pintura dos elementos, não devendo durante o referido processo pintar as articulações, rolos e placas de apoio. Caso os aparelhos apresentem folgas, ou outra anomalia mais grave, recomenda-se em situações extremas a sua substituição.

Os elementos metálicos das guardas do passeio encontram-se bastante danificados e degradados, havendo zonas em que a sua vibração é notória. Deste modo deve-se proceder à substituição de todas as barras, bem como dos elementos de ligação. No que toca aos passeios de madeira, apoiados numa estrutura metálica em consola, verifica-se um grau de deterioração elevado. A sua substituição deve ser realizada através de chapas com espessura de 5/7 mm protegidas por galvanização, sendo que a ligação das mesmas à estrutura metálica deverá ser realizada por ligações aparafusadas.

Relativamente à via férrea, quer as travessas como os carris encontram-se bastante danificados, existindo em certas zonas carris totalmente empenados. A solução de melhoria da via passa pela substituição das travessas, implementando um sistema de fixação nas mesmas e substituição dos carris.

Em relação aos pilares, não se verificou anomalias de grande escala na sua alvenaria. A observação foi realizada junto à sua base, no entanto dado a altura destes elementos deve-se averiguar com mais pormenor se existe alguma fissura nas zonas onde não foi possível alcançar. Caso exista necessidade, deve-se proceder a técnicas de melhoramento e consolidação do material como a selagem de fendas existentes.

Capítulo 6

6. Conclusão

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação teve como principal objetivo a avaliação do comportamento estrutural da Ponte ferroviária sobre a Ribeira de Corges e o seu consequente reforço e reabilitação.

De acordo com a revisão bibliográfica pode concluir-se que muitas das estruturas metálicas que marcaram períodos históricos no mundo e em particular em Portugal ainda se encontram ativas. Com o avançar dos anos o aumento das solicitações e as exigências regulamentares nestas obras de arte levam a que muitas sofram intervenções a nível estrutural. A evolução do material metálico ao longo dos anos permitiu ainda a conceção de estruturas mais resistentes, possibilitando um maior comprimento de vãos.

A Ponte do Corge caracteriza-se por ser uma estrutura centenária que necessita de um projeto de reabilitação e reforço. Tendo em vista compreender o sistema estrutural da ponte metálica em estudo, numa primeira fase realizou-se uma análise de todos os elementos estruturais. Para tal procedeu-se a um levantamento geométrico das secções transversais existentes, sendo necessário efetuar várias visitas à obra de arte. Refere-se que apesar dos esforços para obter o máximo de informação possível da estrutura em causa, junto das entidades responsáveis, não houve sucesso neste aspeto. O processo de levantamento contemplou ainda o registo de anomalias existentes na obra de arte, tendo por objetivo a apresentação de propostas de reabilitação da referida estrutura.

Posteriormente à recolha de dados necessários, procedeu-se à elaboração do modelo de cálculo no *software Robot Structural Analysis Professional 2015*. Neste processo foram tomadas várias considerações, como por exemplo a introdução de “*offsets*” em certos elementos estruturais de forma a tornar o modelo mais aproximado à realidade. Concluído o processo de modelação quantificaram-se as cargas consideradas adequadas para a análise do comportamento estrutural da ponte ferroviária. Para esse fim analisou-se a regulamentação disposta na NP EN 1991-1-4, EN 1991-2, e NP EN 1998-1. No que se refere às ações variáveis, mais precisamente à sobrecarga ferroviária optou-se pelo modelo de carga mais condicionante (SW/2), representando uma carga de 750 ton. Tendo todas as ações definidas, procedeu-se à combinação de ações de acordo com o definido na regulamentação, uma vez que na análise da segurança da estrutura apenas apresentam relevância os esforços máximos em cada elemento, ou seja, a envolvente de esforços para as combinações consideradas. Refere-se que a ação horizontal de frenagem condicionou em larga escala a verificação da segurança de muitos elementos estruturais.

Tendo em conta o sistema estrutural da ponte ferroviária em estudo, verificou-se que o esforço condicionante na maioria dos elementos foi o esforço axial. Os elementos não abrangidos por esta situação dizem respeito às carlingas e longarinas, sendo analisadas segundo os seus esforços de flexão. Os resultados indicam que o grupo de elementos com maior percentagem de capacidade resistente insuficiente foram as diagonais, sendo condicionadas na sua maioria por fenómenos de encurvadura.

Avaliada a capacidade resistente de cada elemento estrutural, procedeu-se ao dimensionamento de reforços das secções transversais críticas. A associação das novas áreas de aço às secções existentes foi realizada em função do eixo mais condicionante, ou seja, houve a necessidade de avaliar em qual dos eixos seria benéfico aumentar a área, que por sua vez aumentaria a inércia da secção. No processo de reforço houve ainda a preocupação da sua exequibilidade prática.

Os elementos estruturais com maior necessidade de reforço dizem respeito às diagonais. A solução de reforço dos referidos elementos passou pela associação de meios perfis HEB ligados aos banzos das secções existentes. No aumento da capacidade resistente dos elementos estruturais optou-se pela adição de uma nova área de aço, não havendo necessidade de substituição de nenhum elemento.

Posteriormente à elaboração da solução de reforço procedeu-se à verificação da segurança da estrutura metálica reforçada perante as solicitações de projeto, sendo que a ação do sismo foi desprezada por não se considerar condicionante. Constatou-se que a alteração das características geométricas das secções transversais leva a uma redistribuição de esforços. Todos os elementos após o reforço apresentam a resistência necessária para suportar os esforços a que estão sujeitos.

Para a estrutura reforçada foi ainda verificado os estados limite de fadiga e a resistência das ligações existente, garantindo a segurança de transferência de esforços entre elementos.

De acordo com a EN 1991-2, para a estrutura em estudo não foi necessário realizar uma análise dinâmica, uma vez que a velocidade de circulação dos comboios será inferior a 200 km/h e a ponte apresenta um sistema estrutural contínuo. De um ponto de vista de segurança estrutural, pode-se concluir que os critérios da segurança da via, nomeadamente a deformação vertical do tabuleiro não excedeu o valor de $L/600$, sendo L igual a 48,0 obteve-se para o deslocamento máximo vertical o valor de 7,61 cm.

Numa última fase verificou-se a estabilidade do pilar P2 por ser o único com apoios fixos, que dado o aumento da força de frenagem não verificou os critérios de segurança. Para garantir a sua segurança foi proposta uma solução, que implica a mudança dos apoios fixos para o pilar P1 e a respetiva ligação ao encontro através de uma nova estrutura. Dada a mudança de posição

dos apoios fixos, analisou-se novamente a estrutura reforçada, tendo-se verificado que as alterações de esforços nos elementos estruturais não são consideráveis.

Considera-se que os objetivos propostos inicialmente foram cumpridos, sendo a reabilitação e reforço da Ponte ferroviária do Corge viável.

Referências Bibliográficas

- [1] Perna, H. - “Abordagem sobre a evolução na construção de pontes metálicas”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), novembro de 2010.
- [2] Alves, S. F. S. J. - “Reabilitação de pontes ferroviárias através do sistema de controlo activo”, Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, FCTUC - Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra, 1999
- [3] Rebelo, R.; Maltêz, V. - “As Obras de Arte na Linha da Beira Baixa (Troço Covilhã-Guarda)”, Seminário (Ramo de Estruturas e Construção), UBI - Universidade da Beira Interior, maio de 2004
- [4] Anúncio do Concurso Público: ‘Empreitada de Construção da Nova Ponte do Corge ao Pk 168,612, da Linha da Beira Baixa”, 2015
- [5] Ryall, M. J. - “Bridge Management”, First Edition, 2001
- [6] Ghosh, U.; Ghoshal, A. - “Experiences in rehabilitation of steel bridges”, Structural Engineering International, 2002
- [7] Perna, H.; Correia, M. J.; Baptista, A. M.; Salta, M. M. - “Reparação de Estruturas Metálicas”, Encontro Nacional de Conservação e Reabilitação de Estruturas, Lisboa, 2010
- [8] Costa, B. J. A. - “Structural Identification of old steel bridges: Monitoring and rehabilitation assessment”, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, novembro de 2012
- [9] Chatterjee, S. - “The Design of Modern Steel Bridges”, Second Edition, 2003
- [10] www.helpiks.org/7-54065.html, consultado em janeiro de 2016
- [11] Ryall, M. J.; Parke, G. A.; Harding, J. E. - “Manual of bridge engineering”, 2000
- [12] Unsworth, J. F. - “Design of Modern Steel Railway Bridges”, First Edition, 2010
- [13] www.wikiwand.com/de/Gaunless_Bridge, consultado a setembro de 2016
- [14] www.unionbridgefriends.com/history, consultado a setembro de 2016
- [15] www.wikiwand.com/en/Britannia_Bridge, consultado a setembro de 2016
- [16] www.wikipedia.org/wiki/Tczew, consultado a dezembro de 2016
- [17] https://fr.wikipedia.org/wiki/Passerelle_Eiffel, consultado a janeiro de 2016

- [18] Marques, F. M. Sousa, “Avaliação do comportamento estrutural e análise de fadiga em pontes metálicas ferroviárias”, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, setembro de 2006
- [19] https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_pênsil_D._Maria_II, consultado a outubro de 2015
- [20] Revista - “Gazeta dos Caminhos de Ferro”, Número 1134, pág. 132, Lisboa, março de 1935
- [21] https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_de_D._Maria_Pia, consultado a novembro de 2015
- [22] Soares, L. L. - “Edgar Cardoso - Engenheiro Civil”, FEUP edições, 2013
- [23] www.prof2000.pt/users/avcultur/postais/SantaremPostais02.htm, consultado a setembro de 2015
- [24] www.monumentosdesaparecidos.blogspot.pt/2010/07, consultado a setembro de 2015
- [25] www.tubosvouga.pt/pt/projectos/ponte-da-portela, consultado a dezembro de 2015
- [26] Maré, F. L. - “História das infra-estruturas rodoviárias”, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, julho de 2011
- [27] https://de.wikipedia.org/wiki/Ponte_25_de_Abril, consultado a outubro de 2015
- [28] Sustainable Bridges, “Guideline for load and resistance assessment of existing European railway bridges: Advices on the use of advanced methods”, 2007
- [29] Azcunaga, F. R.A. - “Construcciones Metalicas”, 4a edición, 1958
- [30] Larsson, T. - “Material and fatigue properties of old metal bridges”, Licentiate Thesis, Luleå University of Technology, may 2006
- [31] Correia, M. J.; Salta, M. M; Baptista, A. M., “Propriedades dos ferros utilizados nas pontes metálicas históricas”, JPEE - 4as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2006
- [32] Simões, R. A. D. - “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas”, CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 3ª Edição, janeiro de 2014
- [33] Hai, D. T. - “Current status of existing railway bridges in Vietnam: An overview of steel deficiencies,” Journal of Constructional Steel Research, 2006
- [34] Santos, N. Eduardo. - “Conservação e Reabilitação de Pontes Metálicas”, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, agosto de 1998

- [35] Jesus, A. M. P.; Silva, A. L. L.; Correia, J. A. F. O. - “Fatigue of riveted and bolted joints made of puddle iron - A numerical approach”, *Journal of Constructional Steel Research*, 2014
- [36] Almeida, J. M. M. R. M. O. - “Gestão de pontes rodoviárias - Um modelo aplicável em Portugal”, *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*, dezembro de 2003
- [37] Melo, G. Luís; Reis, António J. - “Ponte metálica de Vila Real, sobre o rio Corgo - Reabilitação e Reforço”, *IV Congresso de Construção Metálica e Mista, Lisboa*, dezembro de 2003
- [38] Cruz, P. J. S. - “Linhas orientadoras de uma política de manutenção, conservação e inspeção de pontes”, *JPEE - Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Lisboa*, dezembro de 2006
- [39] Comunicado da Infraestruturas de Portugal, “Reabilitação da Ponte do Zêzere na Linha da Beira Baixa”, agosto de 2015
- [40] Pacheco, J. M. S. - “Ponte Ferroviária sobre o Rio Tua - Interpretação de dados de monitorização”, *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*, junho de 2016
- [41] NP EN 1990 - “Eurocódigo 0 - Bases do Projecto de Estruturas” 2009
- [42] EN 1990 - “ANNEX A2 : Application for bridges (Normative)”, 2001
- [43] NP EN 1991-1-1 - “Eurocódigo 1 - As acções em Estruturas de Engenharia Civil - Parte 1-1: Acções Gerais”, 2009
- [44] NP EN 001991-1-4 - “Eurocódigo 1 - As acções em Estruturas de Engenharia Civil - Parte 1-4: Acções Gerais - Acções do Vento”, 2010
- [45] EN 1991-2 - “Eurocódigo 1 - As acções em Estruturas de Engenharia Civil - Parte 2: Acções Gerais - Acções de tráfego em Pontes”, 2003
- [46] NP EN 1993-1-1 - “Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, 2010
- [47] NP EN 1993-1-8, “Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações”, 2010
- [48] NP EN 1993-1-9 - “Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-9: Fadiga”, 2010
- [49] EN 1993-2 - “Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges”, 2006

- [50] NP EN1998-1 - “Parte 1 - Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”, 2010
- [51] EN1998-2 - “Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas resistentes à acção sísmica - Parte 2: Pontes”, 2006
- [52] Silva, L. S.; Gervásio, H. - “Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados”, CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 1ª Edição, fevereiro de 2007
- [53] Calçada, R. A. B. - “Efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade”, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, maio de 1995
- [54] Ribeiro, D. E. F. - “Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade”, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, dezembro de 2004
- [55] Cerqueira, J. S. - “Modernização da Linha da Beira Baixa - Troço Covilhã-Guarda”, Trabalho de projeto, ISEL - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, dezembro de 2013.
- [56] Elementos da Ponte do Corge - Inspeções
- [57] Anúncio do Concurso Público: “Empreitada da Linha da Beira Baixa - Troço Covilhã/Guarda - Construção da Nova Ponte do Corges ao Pk 168,612”, 2010
- [58] www.infraestruturasdeportugal.pt/rede/ferroviaria/mapa, consultado a novembro de 2015
- [59] www.linhadabeirabaixa.com/mapa, consultado a novembro de 2015
- [60] Elementos da Ponte do Corge - Peças Desenhadas
- [61] Estudo Geotécnico - “Projeto da Ponte sobre a Ribera de Corges”, Geocontrolo, novembro de 2005
- [62] Costa, C.; Riebrío, D.; Jorge, P.; Silva, R.; Arêde, A.; Calçada, R. - “Calibration of the numerical model of a stone masonry railway bridge based on experimentally identified modal parameters”, Engineering Structures, vol. 123, pp. 354-371, 2016
- [63] Farinha, J.S. Brazão; Reis, A. Correia dos - “Tabelas Técnicas”, Edições Técnicas, 2000
- [64] Ordóñez, S.; Iglesia, Á.; Louis, M.; García-Del-Cura, Á. - “Mineralogical evolution of salt over nine years, after removal of efflorescence and saline crusts from Elche’s Old Bridge (Spain)”, Constructuion and Building Materials, 2016
- [65] Catálogo - “Carril de transporte”, ArcelorMittal, agosto de 2014

- [66] Jacinto, L. - “Acção do vento: Quantificação de acordo com o EC1”, Resumo da quantificação da ação do vento, ISEL - Instituto Superior de Lisboa, janeiro de 2014
- [67] RSA - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes
- [68] Lopes, M. - “Sismos e Edifícios”, Edições Orin - 1ª Edição, julho de 2008
- [69] Aulas teóricas da unidade curricular de Resistência dos Materiais II, UBI - Universidade da Beira Interior, Ano letivo 2013/2014

Anexos

A I - Modelos de carga para verificação aos estados limite de fadiga

A II - Verificação da segurança dos elementos estruturais da estrutura original

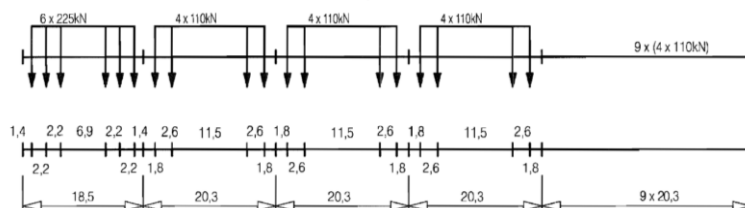
A III - Peças desenhadas

ANEXO I

Modelos de carga para verificação aos estados limite de fadiga

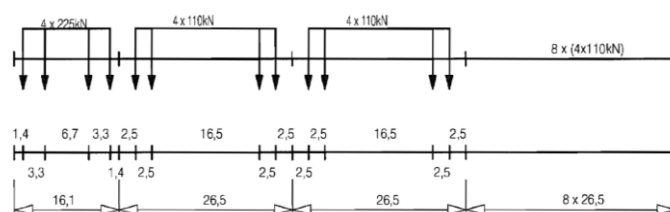
Type 1 Locomotive-hauled passenger train

$$\Sigma Q = 6630 \text{ kN} \quad V = 200 \text{ km/h} \quad L = 262,10 \text{ m} \quad q = 25,3 \text{ kN/m'}$$



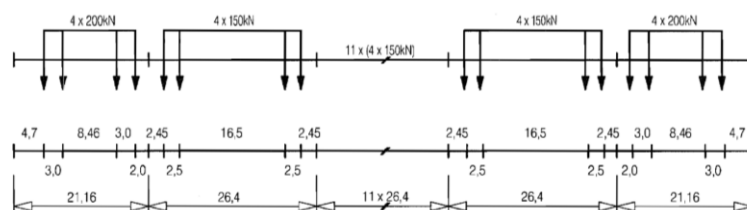
Type 2 Locomotive-hauled passenger train

$$\Sigma Q = 5300 \text{ kN} \quad V = 160 \text{ km/h} \quad L = 281,10 \text{ m} \quad q = 18,9 \text{ kN/m'}$$



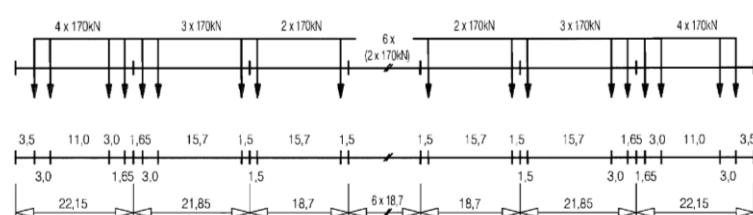
Type 3 High speed passenger train

$$\Sigma Q = 9400 \text{ kN} \quad V = 250 \text{ km/h} \quad L = 385,52 \text{ m} \quad q = 24,4 \text{ kN/m'}$$



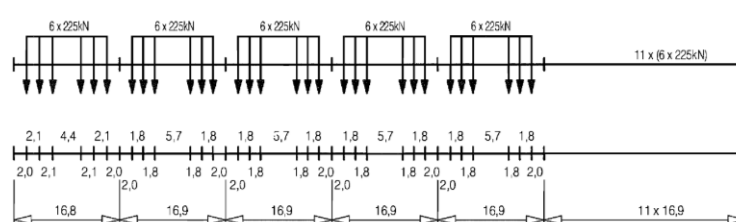
Type 4 High speed passenger train

$$\Sigma Q = 5100 \text{ kN} \quad V = 250 \text{ km/h} \quad L = 237,60 \text{ m} \quad q = 21,5 \text{ kN/m'}$$

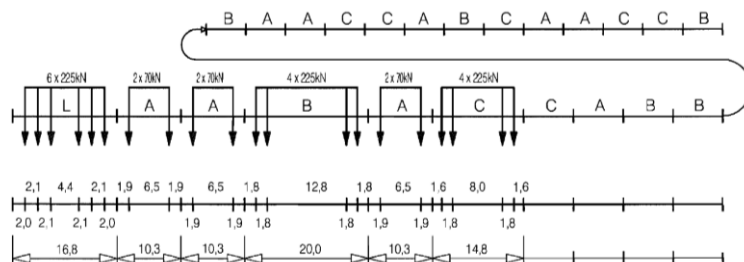


Type 5 Locomotive-hauled freight train

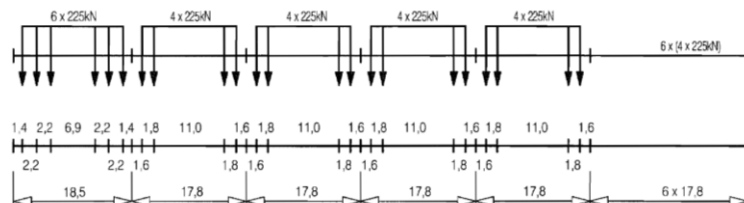
$$\Sigma Q = 21600 \text{ kN} \quad V = 80 \text{ km/h} \quad L = 270,30 \text{ m} \quad q = 80,0 \text{ kN/m'}$$



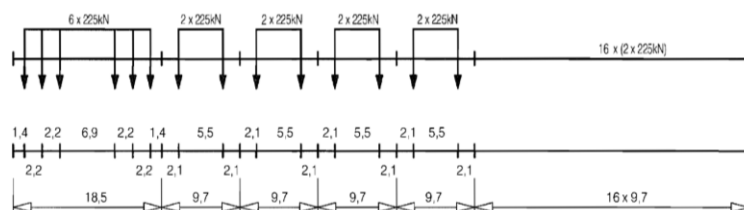
Type 6 Locomotive-hauled freight train

$$\Sigma Q = 14310 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 333,10 \text{ m} \quad q = 43,0 \text{ kN/m'}$$


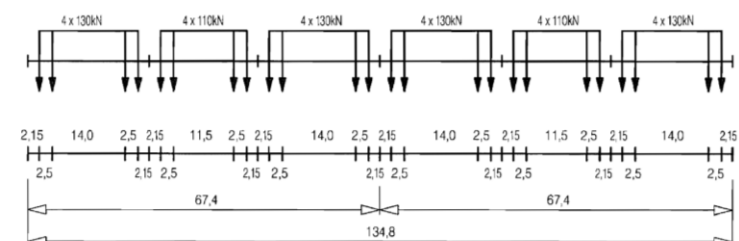
Type 7 Locomotive-hauled freight train

$$\Sigma Q = 10350 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 196,50 \text{ m} \quad q = 52,7 \text{ kN/m'}$$


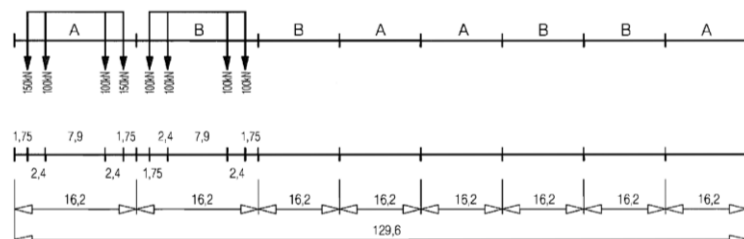
Type 8 Locomotive-hauled freight train

$$\Sigma Q = 10350 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 212,50 \text{ m} \quad q = 48,7 \text{ kN/m'}$$


Type 9 Surburban multiple unit train

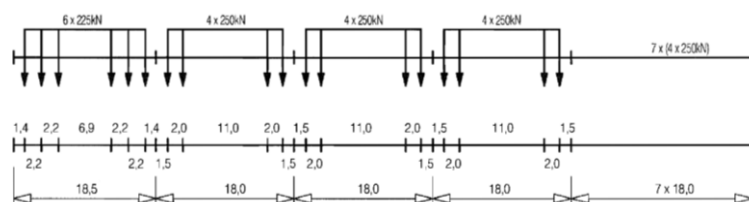
$$\Sigma Q = 2960 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 134,80 \text{ m} \quad q = 22,0 \text{ kN/m'}$$


Type 10 Underground

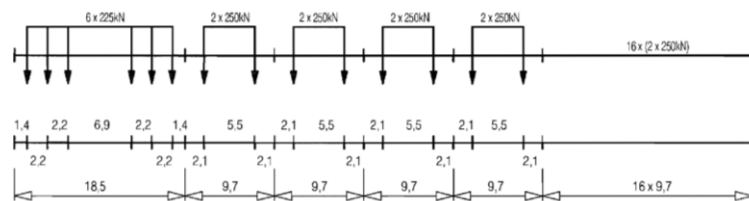
$$\Sigma Q = 3600 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 129,60 \text{ m} \quad q = 27,8 \text{ kN/m'}$$


Type 11 Locomotive-hauled freight train

$$\Sigma Q = 11350 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 198,50 \text{ m} \quad q = 57,2 \text{ kN/m'}$$

**Type 12** Locomotive-hauled freight train

$$\Sigma Q = 11350 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 212,50 \text{ m} \quad q = 53,4 \text{ kN/m'}$$



ANEXO II

Verificação da segurança dos elementos estruturais da estrutura original

Tabela A.1 - Verificação da capacidade resistente das bancos superiores e inferiores - Tramo A

Características da secção					Verificação do esforço axial de tração			Verificação ao esforço axial de compressão			Verificação ao esforço transverso							Verificação do momento fletor							Verificação do esforço transverso+ momento fletor						
Elemento	Área [cm²]	L [m]	Inércia		$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$N_{b,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$	Área de corte A_{cy} [cm²]	$V_{y,pl,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{y,pl,Rd}}$	$V_{y,Ed} \leq V_{y,pl,Rd}$	Área de corte A_{ex} [cm²]	$V_{x,pl,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{x,pl,Rd}}$	$V_{x,Ed} \leq V_{x,pl,Rd}$	$W_{pl,y}$ [cm³]	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}}$	$M_{Ed} \leq M_{y,pl,Rd}$	$W_{pl,y}$ [cm³]	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}}$	$M_{Ed} \leq M_{y,pl,Rd}$	0,5 $V_{x,pl,Rd}$ [kN]	$V_{x,Ed} > 0,5 V_{x,pl,Rd}$	0,5 $V_{y,pl,Rd}$ [kN]	$V_{y,Ed} > 0,5 V_{y,pl,Rd}$	
			I_y [cm⁴]	I_z [cm⁴]																											
Bancos Superiores	1	98,00	4,00	1905,90	5303,71	2953,89	0,03	Verifica	1182,88	0,60	Verifica	36,20	480,64	0,03	Verifica	16,8	223,19	0,12	Verifica	1464,28	336,8	0,19	Verifica	542,0	124,7	0,25	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	2	98,00	4,00	1905,90	5303,71	2953,89	0,06	Verifica	1182,88	1,61	Não Verifica	36,20	480,64	0,02	Verifica	16,8	223,19	0,12	Verifica	1464,28	336,8	0,21	Verifica	542,0	124,7	0,13	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	3	98,00	0,125	1905,90	5303,71	2953,89	0,11	Verifica	1549,53	1,78	Não Verifica	36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,15	Verifica	1464,28	336,8	0,20	Verifica	542,0	124,7	0,06	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	4	147,63	3,875	2496,98	12391,95	4057,89	0,00	Verifica				86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,14	Verifica	1728,04	397,4	0,16	Verifica	1023,3	235,4	0,04	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	5	147,63	4,00	2496,98	12391,95	4057,89	0,13	Verifica	1643,23	1,96	Não Verifica	86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,07	Verifica	1728,04	397,4	0,13	Verifica	1023,3	235,4	0,05	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	6	147,63	4,00	2496,98	12391,95	4057,89	0,19	Verifica	1643,23	2,01	Não Verifica	86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,07	Verifica	1728,04	397,4	0,13	Verifica	1023,3	235,4	0,04	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	7	147,63	4,00	2496,98	12391,95	4057,89	0,26	Verifica	1643,23	1,88	Não Verifica	86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,10	Verifica	1728,04	397,4	0,14	Verifica	1023,3	235,4	0,04	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	8	147,63	2,825	2496,98	12391,95	4057,89	0,34	Verifica				86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,16	Verifica	1728,04	397,4	0,15	Verifica	1023,3	235,4	0,03	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	9	98,00	1,175	1905,90	5303,71	2953,89	0,00	Verifica	1481,55	1,72	Não Verifica	36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,17	Verifica	1464,28	336,8	0,16	Verifica	542,0	124,7	0,05	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	10	98,00	4,00	1905,90	5303,71	2953,89	0,60	Verifica	1182,88	1,41	Não Verifica	36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,06	Verifica	1464,28	336,8	0,10	Verifica	542,0	124,7	0,06	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	11	98,00	2,80	1905,90	5303,71	2953,89	0,74	Verifica				36,20	480,64	0,02	Verifica	16,8	223,19	0,15	Verifica	1464,28	336,8	0,18	Verifica	542,0	124,7	0,12	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	12	137,63	1,20	2380,10	11058,62	3827,89	0,00	Verifica				76,00	1009,21	0,01	Verifica	17,2	228,86	0,16	Verifica	1674,543	385,1	0,16	Verifica	922,0	212,1	0,12	Verifica	504,60	Não necessita	114,43	Não necessita
	13	137,63	0,45	2380,10	11058,62	3827,89	0,90	Verifica				76,00	1009,21	0,02	Verifica	17,2	228,86	0,34	Verifica	1674,543	385,1	0,14	Verifica	922,0	212,1	0,12	Verifica	504,60	Não necessita	114,43	Não necessita
	14	175,63	0,40	2833,64	16125,29	4701,89	0,00	Verifica	2149,38	0,18	Verifica	114,00	1513,81	0,02	Verifica	17,7	234,54	0,34	Verifica	1840,74	423,4	0,13	Verifica	1302,2	299,5	0,05	Verifica	756,91	Não necessita	117,27	Não necessita
	15	213,81	3,15	3336,19	21191,95	5575,89	0,00	Verifica				152,00	2018,42	0,01	Verifica	18,1	240,22	0,37	Verifica	1986,321	456,9	0,45	Verifica	1682,5	387,0	0,23	Verifica	1009,21	Não necessita	120,11	Não necessita
Bancos Inferiores	31	98,00	4,00	1905,90	5303,71	2953,89	0,27	Verifica	1182,88	0,10	Verifica	36,20	480,64	0,02	Verifica	16,8	223,19	0,16	Verifica	1464,28	336,8	0,27	Verifica	542,0	124,7	0,14	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	32	98,00	4,00	1905,90	5303,71	2953,89	0,69	Verifica	1182,88	0,30	Verifica	36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,08	Verifica	1464,28	336,8	0,19	Verifica	542,0	124,7	0,03	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	33	98,00	0,125	1905,90	5303,71	2953,89	1,02	Não Verifica	1549,53	0,40	Verifica	36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,14	Verifica	1464,28	336,8	0,17	Verifica	542,0	124,7	0,05	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	34	147,63	3,875	2496,98	12391,95	4057,89	0,00	Verifica				86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,13	Verifica	1728,04	397,4	0,16	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	35	147,63	4,00	2496,98	12391,95	4057,89	0,87	Verifica	1643,23	0,54	Verifica	86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,05	Verifica	1728,04	397,4	0,12	Verifica	1023,3	235,4	0,03	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	36	147,63	4,00	2496,98	12391,95	4057,89	0,91	Verifica	1643,23	0,71	Verifica	86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,05	Verifica	1728,04	397,4	0,10	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	37	147,63	4,00	2496,98	12391,95	4057,89	0,86	Verifica	1643,23	0,89	Verifica	86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,08	Verifica	1728,04	397,4	0,12	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	38	147,63	2,825	2496,98	12391,95	4057,89	0,72	Verifica				86,00	1142,00	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,16	Verifica	1728,04	397,4	0,15	Verifica	542,0	124,7	0,03	Verifica	571,00	Não necessita	111,59	Não necessita
	39	98,00	1,175	1905,90	5303,71	2953,89	0,00	Verifica	1481,55	1,18	Não Verifica	36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,17	Verifica	1464,28	336,8	0,17	Verifica	542,0	124,7	0,03	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	40	98,00	4,00	1905,90	5303,71	2953,89	0,68	Verifica	1182,88	1,73	Não Verifica	36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,05	Verifica	1464,28	336,8	0,10	Verifica	542,0	124,7	0,04	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	41	98,00	2,80	1905,90	5303,71	2953,89	0,29	Verifica				36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,12	Verifica	1464,28	336,8	0,18	Verifica	542,0	124,7	0,04	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	42	137,63	1,20	2380,10	11058,62	3827,89	0,00	Verifica				76,00	1009,21	0,01	Verifica	17,2	228,86	0,13	Verifica	1674,543	385,1	0,09	Verifica	922,0	212,1	0,01	Verifica	504,60	Não necessita	114,43	Não necessita
	43	137,63	0,45	2380,10	11058,62	3827,89	0,19	Verifica				76,00	1009,21	0,01	Verifica	17,2	228,86	0,45	Verifica	1674,543	385,1	0,19	Verifica	922,0	212,1	0,02	Verifica	504,60	Não necessita	114,43	Não necessita
	44	175,63	0,40	2833,64	16125,29	4701,89	0,00	Verifica	2149,38	1,80	Não Verifica	114,00	1513,81	0,00	Verifica	17,7	234,54	0,44	Verifica	1840,74	423,4	0,17	Verifica	1302,2	299,5	0,01	Verifica	756,91	Não necessita	117,27	Não necessita
	45	213,81	3,15	3336,19	21191,95	5575,89	0,00	Verifica				152,00	2018,42	0,01	Verifica	18,1	240,22	0,47	Verifica	1986,321	456,9	0,57	Verifica	1682,5	387,0	0,09	Verifica	1009,21	Não necessita	120,11	Não necessita

Tabela A.2 - Verificação da capacidade resistente das bancos superiores e inferiores - Tramo B

Características da secção				Verificação do esforço axial de tração			Verificação ao esforço axial de compressão			Verificação ao esforço transverso							Verificação do momento fletor							Verificação do esforço transverso+ momento fletor									
Elemento	Área [cm²]	L [m]	Inércia		$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$N_{b,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$	Área de corte A_{cy} [cm²]	$V_{y,pl,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{y,pl,Rd}}$	$V_{y,Ed} \leq V_{y,pl,Rd}$	Área de corte A_{ex} [cm²]	$V_{x,pl,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{x,pl,Rd}}$	$V_{x,Ed} \leq V_{x,pl,Rd}$	$W_{pl,y}$ [cm³]	$M_{y,c,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}}$	$M_{Ed} \leq M_{y,pl,Rd}$	$W_{pl,z}$ [cm³]	$M_{z,c,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}}$	$M_{Ed} \leq M_{z,pl,Rd}$	0,5 $V_{x,pl,Rd}$ [kN]	$V_{x,Ed} > 0,5 V_{x,pl,Rd}$	0,5 $V_{y,pl,Rd}$ [kN]	$V_{y,Ed} > 0,5 V_{y,pl,Rd}$			
			I_y [cm⁴]	I_z [cm⁴]																													
Bancos superiores	238	213,81	1,90	3336,19	21191,95	5575,89	0,61	Verifica			152,00	2018,42	0,02	Verifica	18,1	240,22	0,37	Verifica	1682,5	387,0	0,23	Verifica	1682,5	387,0	0,23	Verifica	1009,21	Não necessita	120,11	Não necessita			
	239	175,63	1,45	1905,90	5303,71	4701,89	0,00	Verifica		1967,69	0,15	Verifica		114,00	1513,81	0,02	Verifica	17,7	234,54	0,36	Verifica	1302,2	299,5	0,12	Verifica	1302,2	299,5	0,12	Verifica	756,91	Não necessita	117,27	Não necessita
	240	137,63	0,65	2833,64	16125,29	3827,89	0,00	Verifica			114,00	1513,81	0,02	Verifica	17,7	234,54	0,34	Verifica	922,0	212,1	0,12	Verifica	922,0	212,1	0,12	Verifica	756,91	Não necessita	117,27	Não necessita			
	241	137,63	1,95	2380,10	11058,62	3827,89	0,44	Verifica			76,00	1009,21	0,01	Verifica	17,2	228,86	0,16	Verifica	922,0	212,1	0,13	Verifica	922,0	212,1	0,13	Verifica	504,60	Não necessita	114,43	Não necessita			
	242	98,00	2,05	1905,90	5303,71	2953,89	0,00	Verifica		1301,97	0,19	Verifica		36,20	480,64	0,02	Verifica	16,8	223,19	0,15	Verifica	542,0	124,7	0,09	Verifica	542,0	124,7	0,09	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	243	98,00	4,00	1905,90	5303,71	2953,89	0,45	Verifica		1182,88	1,27	Não Verifica		36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,06	Verifica	542,0	124,7	0,07	Verifica	542,0	124,7	0,07	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	244	98,00	3,65	1905,90	5303,71	2953,89	0,35	Verifica				36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,13	Verifica	542,0	124,7	0,05	Verifica	542,0	124,7	0,05	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita		
	245	147,63	0,35	2496,98	12391,95	4057,89	0,00	Verifica		1184,07	2,10	Não Verifica		86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,09	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	246	147,63	4,00	2496,98	12391,95	4057,89	0,20	Verifica		1643,23	1,85	Não Verifica		86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,12	Verifica	1023,3	235,4	0,04	Verifica	1023,3	235,4	0,04	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	247	147,63	4,00	2496,98	12391,95	4057,89	0,20	Verifica		1643,23	1,94	Não Verifica		86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,07	Verifica	1023,3	235,4	0,04	Verifica	1023,3	235,4	0,04	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	248	147,63	4,00	2496,98	12391,95	4057,89	0,26	Verifica		1643,23	1,92	Não Verifica		86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,07	Verifica	1023,3	235,4	0,04	Verifica	1023,3	235,4	0,04	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	249	147,63	4,00	2496,98	12391,95	4057,89	0,32	Verifica		1643,23	1,86	Não Verifica		86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,10	Verifica	1023,3	235,4	0,04	Verifica	1023,3	235,4	0,04	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	250	147,63	1,90	2496,98	12391,95	4057,89	0,40	Verifica			2,14	Não Verifica		86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,15	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita
	251	98,00	2,10	1905,90	5303,71	2953,89	0,00	Verifica		1184,07			36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,18	Verifica	542,0	124,7	0,05	Verifica	542,0	124,7	0,05	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita	
	252	98,00	4,00	1905,90	5303,71	2953,89	0,66	Verifica		1182,88	1,37	Não Verifica		36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,06	Verifica	542,0	124,7	0,06	Verifica	542,0	124,7	0,06	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	253	98,00	2,65	1905,90	5303,71	2953,89	0,80	Verifica		1230,33	0,38	Verifica		36,20	480,64	0,02	Verifica	16,8	223,19	0,17	Verifica	542,0	124,7	0,12	Verifica	542,0	124,7	0,12	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita
	254	137,63	1,35	2380,10	11058,62	3827,89	0,00	Verifica				76,00	1009,21	0,01	Verifica	17,2	228,86	0,18	Verifica	922,0	212,1	0,13	Verifica	922,0	212,1	0,13	Verifica	504,60	Não necessita	114,43	Não necessita		
	255	137,63	0,15	2380,10	11058,62	3827,89	1,00	Verifica				76,00	1009,21	0,02	Verifica	17,2	228,86	0,33	Verifica	922,0	212,1	0,12	Verifica	922,0	212,1	0,12	Verifica	504,60	Não necessita	114,43	Não necessita		
	256	175,63	0,70	2833,64	16125,29	4701,89	0,00	Verifica		2153,82	0,17	Verifica		114,00	1513,81	0,02	Verifica	17,7	234,54	0,33	Verifica	1302,2	299,5	0,07	Verifica	1302,2	299,5	0,07	Verifica	756,91	Não necessita	117,27	Não necessita
	257	213,81	3,150	3336,19	21191,95	5575,89	0,00	Verifica				152,00	2018,42	0,01	Verifica	18,1	240,22	0,36	Verifica	1682,5	387,0	0,23	Verifica	1682,5	387,0	0,23	Verifica	1009,21	Não necessita	120,11	Não necessita		
278	213,81	1,900	3336,19	21191,95	5575,89	0,19	Verifica				152,00	2018,42	0,01	Verifica	18,1	240,22	0,47	Verifica	1682,5	387,0	0,09	Verifica	1682,5	387,0	0,09	Verifica	1009,21	Não necessita	120,11	Não necessita			
279	175,63	1,45	1905,90	5303,71	4701,89	0,00	Verifica		1967,69	2,02	Não Verifica		114,00	1513,81	0,01	Verifica	17,7	234,54	0,46	Verifica	1302,2	299,5	0,04	Verifica	1302,2	299,5	0,04	Verifica	756,91	Não necessita	117,27	Não necessita	
280	137,63	0,65	2833,64	16125,29	3827,89	0,00	Verifica				76,00	1009,21	0,01	Verifica	17,2	228,86	0,46	Verifica	922,0	212,1	0,01	Verifica	922,0	212,1	0,01	Verifica	504,60	Não necessita	114,43	Não necessita			
281	137,63	1,95	2380,10	11058,62	3827,89	0,22	Verifica		1301,97	1,72	Não Verifica		76,00	1009,21	0,01	Verifica	17,2	228,86	0,13	Verifica	922,0	212,1	0,02	Verifica	922,0	212,1	0,02	Verifica	504,60	Não necessita	114,43	Não necessita	
282	98,00	2,05	1905,90	5303,71	2953,89	0,28	Verifica				36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,12	Verifica	542,0	124,7	0,05	Verifica	542,0	124,7	0,05	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita			
283	98,00	4,00	1905,90	5303,71	2953,89	0,67	Verifica		1182,88	1,35	Não Verifica		36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,04	Verifica	542,0	124,7	0,04	Verifica	542,0	124,7	0,04	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita	
284	98,00	3,65	1905,90	5303,71	2953,89	1,00	Verifica		1184,07	1,14	Não Verifica		36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,13	Verifica	542,0	124,7	0,03	Verifica	542,0	124,7	0,03	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita	
285	147,63	0,35	2496,98	12391,95	4057,89	0,00	Verifica			0,69	Verifica		86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,10	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita	
286	147,63	4,00	2496,98	12391,95	4057,89	0,87	Verifica		1643,23	0,75	Verifica		86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,11	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita	
287	147,63	4,00	2496,98	12391,95	4057,89	0,90	Verifica		1643,23	0,75	Verifica		86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,05	Verifica	1023,3	235,4	0,03	Verifica	1023,3	235,4	0,03	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita	
288	147,63	4,00	2496,98	12391,95	4057,89	0,88	Verifica		1643,23	0,86	Verifica		86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,05	Verifica	1023,3	235,4	0,03	Verifica	1023,3	235,4	0,03	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita	
289	147,63	4,00	2496,98	12391,95	4057,89	0,83	Verifica		1643,23	0,97	Verifica		86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,09	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita	
290	147,63	1,90	2496,98	12391,95	4057,89	0,67	Verifica			1,50	Não Verifica		86,00	1142,00	0,01	Verifica	17,3	230,36	0,15	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	1023,3	235,4	0,02	Verifica	571,00	Não necessita	115,18	Não necessita	
291	98,00	2,10	1905,90	5303,71	2953,89	0,00	Verifica		1184,07			36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,17	Verifica	542,0	124,7	0,03	Verifica	542,0	124,7	0,03	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita		
292	98,00	4,00	1905,90	5303,71	2953,89	0,56	Verifica		1182,88	1,68	Não Verifica		36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,04	Verifica	542,0	124,7	0,04	Verifica	542,0	124,7	0,04	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita	
293	98,00	2,65	1905,90	5303,71	2953,89	0,18	Verifica			1,98	Não Verifica		36,20	480,64	0,01	Verifica	16,8	223,19	0,13	Verifica	542,0	124,7	0,04	Verifica	542,0	124,7	0,04	Verifica	240,32	Não necessita	111,59	Não necessita	
294	137,63	1,35	2380,10	11058,62	3827,89	0,00	Verifica		1230,33			76,00	1009,21	0,01	Verifica	17,2	228,86	0,33	Verifica	922,0	212,1	0,02	Verifica	922,0	212,1	0,02	Verifica	504,60	Não necessita	114,43	Não necessita		
295	137,63	0,15	2380,10	11058,62	3827,89	0,14	Verifica				76,00	1009,21	0,00	Verifica	17,2	228,86	0,43	Verifica	922,0	212,1	0,02	Verifica	922,0	212,1	0,02	Verifica	504,60	Não necessita	114,43	Não necessita			
296	175,63	0,70	2833,64	16125,29	4701,89	0,00	Verifica		2153,82	1,75	Não Verifica		114,00	1513,81	0,00	Verifica	17,7	234,54	0,43	Verifica	1302,2	299,5	0,02	Verifica	1302,2	299,5	0,02	Verifica	756,91	Não necessita	117,27	Não necessita	
297	213,81	3,150	3336,19	21191,95</																													

Tabela A.7 - Verificação da capacidade resistente das diagonais - Tramo A

Características da secção					Verificação do esforço axial de tração			Verificação ao esforço axial de compressão																
Elemento		Área [cm²]	L [m]	Inércia		$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	L_E (Comprimento de encurvadura)		i (Raio de giração)		Esbelteza de ref.	Coef. de esbelt. normalizada		Fator de imperfeição		Valor para deter. o coef. de redução		Coeficiente de redução		$N_{b,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$
				I_y [cm⁴]	I_z [cm⁴]				$L_{E,y}$	$L_{E,z}$	i_y [cm]	i_z [cm]		λ_1	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	α_{y-y}	α_{z-z}	ϕ_y	ϕ_z	χ_y			
U270x80	136	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	0,09	Verifica	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	4,81	Não Verifica
U270x80	137	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	0,74	Verifica	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	0,59	Verifica
U235x80	138	62,62	6,101	5909,84	313,58	1030,63	0,14	Verifica	3,05	4,35	8,90	2,68	88,37	0,388	1,834	0,49	0,49	0,62	2,58	0,90	0,23	234,20	3,74	Não Verifica
U235x80	139	62,62	6,101	5909,84	313,58	1030,63	0,88	Verifica	3,05	4,35	8,90	2,68	88,37	0,388	1,834	0,49	0,49	0,62	2,58	0,90	0,23	234,20	0,77	Verifica
U200x80	140	62,62	6,101	5909,84	313,58	814,20	0,20	Verifica	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	4,25	Não Verifica
U200x80	141	62,62	6,101	5909,84	313,58	814,20	0,80	Verifica	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	1,28	Não Verifica
U200x80	142	44,81	6,101	3549,07	322,70	814,20	0,24	Verifica	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	2,99	Não Verifica
U200x80	143	44,81	6,101	3549,07	322,70	814,20	0,54	Verifica	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	1,43	Não Verifica
U200x80	144	35,40	6,101	2043,48	203,76	814,20	0,39	Verifica	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	1,57	Não Verifica
U200x80	145	35,40	6,101	2043,48	203,76	814,20	0,21	Verifica	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	2,29	Não Verifica
U200x80	146	35,40	6,101	2043,48	203,76	814,20	0,74	Verifica	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
U200x80	147	35,40	6,101	2043,48	203,76	-	-	-	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	4,08	Não Verifica
U235x80	148	35,40	6,101	2043,48	203,76	1030,63	0,87	Verifica	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
U235x80	149	35,40	6,101	2043,48	203,76	-	-	-	3,05	4,35	8,90	2,68	88,37	0,388	1,834	0,49	0,49	0,62	2,58	0,90	0,23	234,20	3,82	Não Verifica
U270x80	150	35,40	6,101	2043,48	203,76	1440,26	0,83	Verifica	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
U270x80	151	35,40	6,101	2043,48	203,76	-	-	-	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	4,96	Não Verifica
U270x80	152	44,81	6,101	3549,07	322,70	1440,26	0,99	Verifica	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
U270x80	153	44,81	6,101	3549,07	322,70	-	-	-	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	5,68	Não Verifica
U270x80	154	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	0,96	Verifica	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
U270x80	155	62,62	6,101	5909,84	313,58	-	-	-	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	6,79	Não Verifica

Tabela A.8 - Verificação da capacidade resistente das diagonais - Tramo B

Características da secção						Verificação do esforço axial de tração			Verificação ao esforço axial de compressão															
Elemento		Área [cm²]	L [m]	Inércia		N _{pl,Rd} [kN]	N _{Ed} / N _{pl,Rd}	N _{Ed} ≤ N _{pl,Rd}	L _E (Comprimento de encurvadura)		i (Raio de giração)		Esbelteza de ref.	Coef. de esbelt. normalizada		Fator de imperfeição		Valor para deter. o coef. de redução		Coeficiente de redução		N _{b,Rd} [kN]	N _{Ed} / N _{b,Rd}	N _{Ed} ≤ N _{b,Rd}
									L _{E,y}	L _{E,z}	i _y [cm]	i _z [cm]		λ ₁	λ _y	λ _z	α _{y-y}	α _{z-z}	φ _y	φ _z	χ _y			
U270x80	402	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	0,08	Verifica	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	6,74	Não Verifica
U270x80	403	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	0,98	Verifica	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	0,21	Verifica
U270x80	404	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	0,10	Verifica	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	5,70	Não Verifica
U270x80	405	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	0,98	Verifica	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	0,36	Verifica
U270x80	406	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	0,12	Verifica	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	5,06	Não Verifica
U270x80	407	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	0,83	Verifica	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	0,49	Verifica
U235x80	408	44,81	6,101	3549,07	322,70	1030,63	0,17	Verifica	3,05	4,35	8,90	2,68	88,37	0,388	1,834	0,49	0,49	0,62	2,58	0,90	0,23	234,20	4,05	Não Verifica
U235x80	409	44,81	6,101	3549,07	322,70	1030,63	0,90	Verifica	3,05	4,35	8,90	2,68	88,37	0,388	1,834	0,49	0,49	0,62	2,58	0,90	0,23	234,20	0,55	Verifica
U200x80	410	35,40	6,101	2043,48	203,76	814,20	0,22	Verifica	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	4,53	Não Verifica
U200x80	411	35,40	6,101	2043,48	203,76	814,20	0,82	Verifica	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	1,04	Não Verifica
U200x80	412	35,40	6,101	2043,48	203,76	814,20	0,25	Verifica	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	2,93	Não Verifica
U200x80	413	35,40	6,101	2043,48	203,76	814,20	0,48	Verifica	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	1,16	Não Verifica
U200x80	414	35,40	6,101	2043,48	203,76	814,20	0,50	Verifica	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	1,26	Não Verifica
U200x80	415	35,40	6,101	2043,48	203,76	814,20	0,17	Verifica	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	2,69	Não Verifica
U200x80	416	35,40	6,101	2043,48	203,76	814,20	0,85	Verifica	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	0,90	Verifica
U200x80	417	35,40	6,101	2043,48	203,76	814,20	0,14	Verifica	3,05	4,35	7,60	2,40	88,37	0,454	2,052	0,49	0,49	0,67	3,06	0,87	0,19	152,86	4,37	Não Verifica
U235x80	418	44,81	6,101	3549,07	322,70	1030,63	0,93	Verifica	3,05	4,35	8,90	2,68	88,37	0,388	1,834	0,49	0,49	0,62	2,58	0,90	0,23	234,20	0,50	Verifica
U235x80	419	44,81	6,101	3549,07	322,70	1030,63	0,09	Verifica	3,05	4,35	8,90	2,68	88,37	0,388	1,834	0,49	0,49	0,62	2,58	0,90	0,23	234,20	3,85	Não Verifica
U270x80	420	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	0,87	Verifica	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	0,42	Verifica
U270x80	421	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	0,05	Verifica	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	4,86	Não Verifica
U270x80	422	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	1,02	Não Verifica	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	0,30	Verifica
U270x80	423	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	0,04	Verifica	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	5,53	Não Verifica
U270x80	424	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	1,00	Não Verifica	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	0,16	Verifica
U270x80	425	62,62	6,101	5909,84	313,58	1440,26	0,03	Verifica	3,05	4,35	9,71	2,24	88,37	0,355	2,200	0,49	0,49	0,60	3,41	0,92	0,17	239,50	6,67	Não Verifica

Tabela A.9 - Verificação da capacidade resistente das bielas transversais na base - Tramo A

Características da secção						Verificação do esforço axial de tração			Verificação ao esforço axial de compressão															
Elemento	Área [cm²]	L [m]	Inércia		$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	L_E (Comprimento de encurvadura)		i (Raio de giração)		Esbelteza de ref.	Coef. de esbelt. normalizada		Fator de imperfeição		Valor para deter. o coef. de redução		Coeficiente de redução		$N_{b,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$	
			I_y [cm⁴]	I_z [cm⁴]				$L_{E,y}$	$L_{E,z}$	i_y [cm]	i_z [cm]		λ_1	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	α_{y-y}	α_{z-z}	ϕ_y	ϕ_z	χ_y				χ_z
Bielas transversais na base	125	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,00	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,00	Verifica
	126	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,02	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,54	Verifica
	127	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,03	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,72	Verifica
	128	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,04	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,78	Verifica
	129	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,06	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,83	Verifica
	130	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,08	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,83	Verifica
	131	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,11	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,78	Verifica
	132	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,16	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,73	Verifica
	133	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,21	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,45	Verifica
	134	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,19	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,16	Verifica
	135	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,00	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,00	Verifica

Tabela A.10 - Verificação da capacidade resistente das bielas transversais na base - Tramo B

Características da secção					Verificação do esforço axial de tração			Verificação ao esforço axial de compressão																
Elemento	Área [cm²]	L [m]	Inércia		$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	L_E (Comprimento de encurvadura)		i (Raio de giração)		Esbelteza de ref.	Coef. de esbelt. normalizada		Fator de imperfeição		Valor para deter. o coef. de redução		Coeficiente de redução		$N_{b,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$	
			I_y [cm⁴]	I_z [cm⁴]				$L_{E,y}$	$L_{E,z}$	i_y [cm]	i_z [cm]		λ_1	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	α_{yy}	α_{zz}	ϕ_y	ϕ_z	χ_y				χ_z
Bielas transversais na base	390	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,18	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,14	Verifica
	391	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,16	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,39	Verifica
	392	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,14	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,80	Verifica
	393	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,09	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,87	Verifica
	394	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,06	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,82	Verifica
	395	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,07	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,79	Verifica
	396	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,08	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,80	Verifica
	397	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,11	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,77	Verifica
	398	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,16	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,68	Verifica
	399	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,19	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,31	Verifica
	400	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,18	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,08	Verifica
	401	30,22	3,50	392,89	174,95	695,06	0,00	Verifica	3,50	3,50	3,61	2,41	88,37	1,098	1,646	0,49	0,49	1,32	2,21	0,49	0,27	188,77	0,00	Verifica

Tabela A.11 - Verificação da capacidade resistente das bielas transversais a meia altura - Tramo A

Características da secção						Verificação do esforço axial de tração		
Elemento		Área [cm²]	L [m]	Inércia		$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$
				I_y [cm⁴]	I_z [cm⁴]			
Bielas transversais a meia altura	114	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,07	Verifica
	115	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,06	Verifica
	116	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,06	Verifica
	117	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,04	Verifica
	118	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,02	Verifica
	119	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,03	Verifica
	120	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,05	Verifica
	121	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,06	Verifica
	122	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,07	Verifica
	123	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,06	Verifica
	124	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,34	Verifica

Tabela A.12 - Verificação da capacidade resistente das bielas transversais a meia altura - Tramo B

Características da secção						Verificação do esforço axial de tração		
Elemento		Área [cm²]	L [m]	Inércia		$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$
				I_y [cm⁴]	I_z [cm⁴]			
Bielas transversais a meia altura	378	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,07	Verifica
	379	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,07	Verifica
	380	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,07	Verifica
	381	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,06	Verifica
	382	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,04	Verifica
	383	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,02	Verifica
	384	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,04	Verifica
	385	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,05	Verifica
	386	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,06	Verifica
	387	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,07	Verifica
	388	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,06	Verifica
	389	9,10	3,50	128,16	0,37	209,30	0,34	Verifica

Tabela A.15 - Verificação da capacidade resistente dos contraventamentos longitudinais superiores - Tramo B

Características da secção						Verificação do esforço axial de tração		
Elemento	Área [cm²]	L [m]	Inércia		$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	
			I_y [cm⁴]	I_z [cm⁴]				
Contraventamento longitudinal horizontal superior	450	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,25	Verifica
	451	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,25	Verifica
	452	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,21	Verifica
	453	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,21	Verifica
	454	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,17	Verifica
	455	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,17	Verifica
	456	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,13	Verifica
	457	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,13	Verifica
	458	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,09	Verifica
	459	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,09	Verifica
	460	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,08	Verifica
	461	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,08	Verifica
	462	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,08	Verifica
	463	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,08	Verifica
	464	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,11	Verifica
	465	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,11	Verifica
	466	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,15	Verifica
467	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,15	Verifica	
468	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,20	Verifica	
469	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,20	Verifica	
470	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,22	Verifica	
471	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,22	Verifica	
472	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,22	Verifica	
473	15,11	5,315	138,58	36,37	347,53	0,22	Verifica	

Tabela A.17 - Verificação da capacidade resistente dos contraventamentos transversais - Tramo A

Características da secção					Verificação do esforço axial de tração				Verificação ao esforço axial de compressão															
Elemento	Área [cm²]	L [m]	Inércia		$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	L_E (Comprimento de encurvadura)		i (Raio de giração)		Esbelteza de ref.	Coef. de esbelt. normalizada		Fator de imperfeição		Valor para deter. o coef. de redução		Coeficiente de redução		$N_{b,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$	
			I_y [cm⁴]	I_z [cm⁴]				$L_{E,y}$	$L_{E,z}$	i_y [cm]	i_z [cm]		λ_1	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	α_{y-y}	α_{z-z}	ϕ_y	ϕ_z	χ_y				χ_z
Contraventamento transversal	216	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,11	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,58	Verifica
	217	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,11	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,58	Verifica
	218	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,04	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,22	Verifica
	219	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,04	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,22	Verifica
	220	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,05	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,26	Verifica
	221	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,05	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,26	Verifica
	222	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,05	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,26	Verifica
	223	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,05	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,26	Verifica
	224	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,06	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,29	Verifica
	225	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,06	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,29	Verifica
	226	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,06	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,31	Verifica
	227	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,06	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,31	Verifica
	228	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,07	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,34	Verifica
	229	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,07	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,34	Verifica
	230	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,08	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,40	Verifica
	231	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,08	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,40	Verifica
	232	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,09	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,48	Verifica
	233	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,09	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,48	Verifica
	234	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,07	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,36	Verifica
	235	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,07	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	0,36	Verifica
	236	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,24	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	1,22	Não Verifica
	237	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,24	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,96	1,99	0,49	0,49	1,15	2,93	0,56	0,20	102,11	1,22	Não Verifica

Tabela A.18 - Verificação da capacidade resistente dos contraventamentos transversais - Tramo B

Características da secção						Verificação do esforço axial de tração			Verificação ao esforço axial de compressão															
Elemento		Área [cm²]	L [m]	Inércia		$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	L_E (Comprimento de encurvadura)		i (Raio de giração)		Esbelteza de ref.	Coef. de esbelt. normalizada		Fator de imperfeição		Valor para deter. o coef. de redução		Coeficiente de redução		$N_{b,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$
				I_y [cm⁴]	I_z [cm⁴]				$L_{E,y}$	$L_{E,z}$	i_y [cm]	i_z [cm]		λ_1	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	α_{yy}	α_{zz}	ϕ_y	ϕ_z	χ_y			
Contraventamento transversal	498	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,06	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,41	Verifica
	499	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,06	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,41	Verifica
	500	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,06	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,53	Verifica
	501	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,06	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,53	Verifica
	502	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,06	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,46	Verifica
	503	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,06	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,46	Verifica
	504	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,05	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,40	Verifica
	505	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,05	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,40	Verifica
	506	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,04	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,37	Verifica
	507	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,04	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,37	Verifica
	508	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,04	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,39	Verifica
	509	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,04	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,39	Verifica
	510	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,04	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,39	Verifica
	511	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,04	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,39	Verifica
	512	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,04	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,43	Verifica
	513	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,04	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,43	Verifica
	514	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,05	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,47	Verifica
	515	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,05	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,47	Verifica
	516	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,05	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,51	Verifica
	517	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,05	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,51	Verifica
	518	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,04	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,34	Verifica
	519	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,04	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	0,34	Verifica
520	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,13	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	1,26	Não Verifica	
521	22,51	5,202	210,44	99,33	517,73	0,13	Verifica	2,60	3,70	3,06	2,10	88,37	0,963	1,994	0,49	0,49	1,150	2,927	0,562	0,197	102,11	1,26	Não Verifica	

ANEXO IV

Peças desenhadas

Lisa de Peças desenhadas

NOME	GRUPO	NÚMERO
PLANTA DE LOCALIZAÇÃO	A	01
CONJUNTO DA ESTRUTURA EXISTENTE	B	01
ENCONTRO 1 (E1) - ALÇADO E CORTE LONGITUDINAL	C	01
PILAR ESTRIBO 1 (P1) - ALÇADO FRONTAL E POSTERIOR	C	02
PILAR PRINCIPAL 1 E 2 (P1 E P2) - ALÇADO E CORTE TRANSVERSAL	C	03
COROAMENTO DOS PILARES	C	04
CORTE TRANSVERSAL TIPO DO TABULEIRO E APARELHOS DE APOIO EXISTENTES	D	01
SECÇÕES TRANSVERSAIS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	D	02
IDENTIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS - TRAMO A	D	03
SECÇÕES TRANSVERSAIS - CLASSE 1	D	04
SECÇÕES TRANSVERSAIS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS REFORÇADOS	D	05
PROPOSTA DE REFORÇO JUNTO À CABEÇA DOS PILARES	E	01
PROPOSTA DE SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO DO PILAR P2	E	02